VISIT…

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Под общей редакцией д-ра техн. наук, засл. деятеля науки и техники РСФСР проф. Е. И. Беленя

Издание 6-е, переработанное и дополненное

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебника для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство»

МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1986

ББК 38.54
М 54
УДК 624.014(075.8)

Рецензент: заслуженный деятель науки и техники РСФСР д-р техн. наук, проф. **В. И. Трофимов.**

Авторы: д-р техн наук, проф **Е. И. Беленя**, д-р техн. наук, проф **В. А. Балдин**, канд. техн наук, проф. **Г. С. Веденников**, кандидаты техн наук, доценты **Б. Н. Кошутин, Ь. Ю. Уваров, А. Б. Пуховский, Т. Н. Морачевский, Д. Н. Стрелецкий.**

Металлические конструкции. Общий курс: Учеб-
М 54 ник для вузов/Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С Веденников и др.; Под общ. ред. Е. И. Беленя. — 6-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1986. — 560 с., ил.

Рассмотрены вопросы проектирования строительных металлических конструкций их работа при различных видах загружений, соединения, основы конструирования и расчета элементов каркасов промышленных и гражданских зданий, листовых конструкций, высотных сооружений Основное внимание обращено на новые материалы и прогрессивные конструкции — высокопрочные стали, алюминиевые сплавы, предварительно напряженные конструкции, трубчатые из широкополосных двутавров и гнутых профилей, висячие и др

Для студентов строительных вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство»

М $\frac{3202000000-576}{047(01)-86}$ 42—85

ББК 38.54
6С4.05

ЕВГЕНИЙ ИВАНОВИЧ БЕЛЕНЯ, ВИКТОР АЛЕКСЕЕВИЧ БАЛДИН, ГЕОРГИЙ СТАНИСЛАВОВИЧ ВЕДЕНИКОВ, БОРИС НИКОЛАЕВИЧ КОШУТИН, ТАРАС НИКОЛАЕВИЧ МОРАЧЕВСКИЙ, АРКАДИЙ БОРИСОВИЧ ПУХОВСКИЙ, ДМИТРИЙ НИКОЛАЕВИЧ СТРЕЛЕЦКИЙ, БОРИС ЮЛЬЕВИЧ УВАРОВ.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям

Зав редакцией *П И Филимонов*
Редакторы *И С Бородина, Е А Волкова, З С Шестопалова*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректор *А. В. Федина*

ИБ № 3454

Сдано в набор 27 02 85. Подписано в печать 16 09 85 Формат 70×108 1/16 Бумага тип № 1 Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл печ л 49 Усл. кр-отт. 49 Уч.-изд. л. 50,36. Тираж 110 000 (2 й зав 35001—73000 экз.). Изд № АI-621. Зак. № 143. Цена 2 р. 10 к

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

© Стройиздат, 1976
© Стройиздат, 1986, с изменениями

100-ЛЕТИЮ СО ДНЯ РОЖДЕНИЯ НИКОЛАЯ СТАНИСЛАВОВИЧА СТРЕЛЕЦКОГО ПОСВЯЩАЮТ АВТОРЫ ЭТУ КНИГУ

ПРЕДИСЛОВИЕ

В шестом издании учебника отражены задачи в области металлостроительства, выдвинутые XXVI съездом КПСС и последующими пленумами ЦК КПСС.

Принятые в прежних изданиях основные методические положения учебника и его структура, разработанные под научным руководством Героя Социалистического Труда, члена-корреспондента АН СССР, доктора технических наук, профессора Н. С. Стрелецкого, сохранены.

Содержание учебника соответствует программе курса «Металлические конструкции», читаемого в строительных вузах по специальности 1202.

При переработке книги учтены требоваиия главы СНиП II-23-81 «Стальные конструкции» (с изменением, утвержденным постановлением Госстроя СССР от 25 июля 1984 г.), а также инструктивно-нормативных документов, изданных за последние 10 лет.

В настоящем издании учебника по согласованию с Минвузом СССР сохранена система обозначений индексов буквами русского алфавита, принятая в ГОСТах, справочной и научно-технической литературе по строительству и в других областях народного хозяйства. Сохранение этой системы обозначений находится в соответствии с разъяснениями Госстандарта СССР и Госстроя СССР о том, что СТ СЭВ 1565—79 «Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения» не распространяется на учебную и научно-техническую литературу.

В книге акцентировано внимание на необходимости экономии стали в строительстве: замене ее, где это экономически целесообразно, другими металлами, применении низколегированных и высокопрочных сталей, а также на использовании наиболее рациональных конструктивных форм и методов расчета. Вопросы технологичности конструкций учитываются при рассмотрении возможных конструктивных форм во всех разделах.

Учебник состоит из введения и шести разделов.

Во введении приведена краткая история развития металлических конструкций в СССР, рассказано о вкладе ученых в эту область исследований; обращено внимание на особенности металлических конструкций и их применение.

Первый раздел посвящен основам проектирования металлических конструкций. Описаны применяемые в строительстве марки стали и их свойства, рассмотрены преимущества низколегированных и высокопрочных сталей. Приведены основные положения методики расчета по предельным состояниям, акцентируется внимание на работе конструкций за пределами упругости материала, проблемах устойчивости и хрупкого разрушения; освещены методы конструирования и расчета новых эффективных конструктивных элементов: бистальных, предварительно напряженных и перфорированных балок, трубобетонных колонн, ферм с использованием широкополочных балок, труб и гнутых профилей и пр.

Во второй раздел вошли значительно обновленные и приведенные в соответствие с современными конструктивными и компоновочными решениями сведения по проектированию стальных каркасов производственных зданий. Введена глава о реконструкции каркасов производственных зданий.

Третий раздел содержит данные о проектировании конструкций больших пролетов и каркасов многоэтажных зданий, а также пространственных систем покрытий зданий. Этот раздел обновлен за счет включения сведений о сооружениях Олимпиады-80 и других уникальных сооружениях, построенных за последние годы.

Четвертый раздел заново систематизирован. Здесь приведены сведения по проектированию листовых конструкций: резервуаров, газгольдеров и бункеров. Увеличена расчетная часть.

Пятый раздел также значительно обновлен. В нем содержатся сведения по проектированию мачт, башен и опор линий электропередачи (ВЛ).

В шестом разделе рассмотрена структура образования стоимости металлических конструкций и методика определения их трудоемкости и стоимости на стадии проектирования.

Главы 1, 4, 8, 9, 17, 18, 20 написаны д-ром техн. наук, проф. Е. И. Беленя; гл. 2 и 3 — д-ром техн. наук, проф. В. А. Балдиным; 5—7 и 19 — канд. техн. наук, проф. Г. С. Ведениковым; гл. 10, 11, 12 и 16 — канд. техн. наук, доц. Б. Н. Кошутиным; гл. 13, 14 и 15 — канд. техн. наук, доц. Б. Ю. Уваровым; гл. 21—24 — канд. техн. наук, доц. А. Б. Пуховским; гл. 25, 26 и 27 — канд. техн. наук, доц. Т. Н. Морачевским; гл. 28 — канд. техн. наук Д. Н. Стрелецким.

Глава 1. ВВЕДЕНИЕ

§ 1. КРАТКАЯ ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИИ В СССР

Понятие «металлические конструкции» объединяет в себе их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития металлических конструкций определяется, с одной стороны, потребностями в них народного хозяйства, а с другой — возможностями технической базы: развитием металлургии, металлообработки, строительной науки и техники. Исходя из этих положений история развития металлических конструкций может быть разделена на пять периодов.

Первый период (от XII в. до начала XVII в.) характеризуется применением металла в уникальных по тому времени сооружениях (дворцах, церквах и т. п.) в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и скрепляли через проушины на штырях. Одной из первых таких конструкций являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.). По зрелости конструктивного решения выделяется металлическая конструкция, поддерживающая каменный потолок над коридором между притворами Покровского собора — храма Василия Блаженного (1560 г.) (рис. 1.1). Это первая известная нам конструкция, состоящая из стержней, работающих на растяжение, изгиб и сжатие.

Затяжки, поддерживающие потолок в этой конструкции, укреплены для облегчения работы на изгиб подкосами. Поражает, что уже в те времена конструктор знал, что для затяжек, работающих на изгиб, надо применять полосу, поставленную на ребро, а подкосы, работающие на сжатие, лучше делать квадратного сечения.

Второй период (от начала XVII в. до конца XVIII в.) связан с применением наклонных металлических стропил и пространственных купольных конструкций («корзинок») глав церквей (рис. 1.2). Стержни конструкций выполнены из кованых брусков и соединены на замках и скрепах горновой сваркой. Конструкции такого типа сохранились до наших дней. Примерами служат перекрытия пролетом 18 м над трапезной Троицко-Сергиевского монастыря в Загорске (1696—1698 гг.), перекрытие Большого Кремлевского дворца в Москве (1640 г.), каркас купола колокольни Ивана Великого (1603 г.), каркас купола Казанского собора в Ленинграде пролетом 15 м (1805 г.) и др.

Третий период (от начала XVIII в. до середины XIX в.) связан с освоением процесса литья чугунных стержней и деталей. Строятся чугунные мосты и конструкции перекрытий гражданских и промышленных зданий. Соединения чугунных элементов осуществляются на замках или болтах. Первой чугунной конструкцией в России считается перекрытие крыльца Невьянской башни на Урале (1725 г.). В 1784 г. в Петербурге был построен первый чугунный мост. Совершенства чугунные конструкции в России достигли в середине XIX столетия. Уникальной чугунной конструкцией 40-х годов XIX в. является купол Исаакиевского собора (рис. 1.3), собранный из отдельных косяков в виде сплошной оболочки. Конструкция купола состоит из верхней конической части, поддерживающей каменный барабан, венчающий собор, и нижней, более пологой части. Наружная оболочка купола с помощью легкого железного каркаса опирается на чугунную конструкцию.

Чугунная арка пролетом 30 м применена в перекрытии Александринского театра в Петербурге (1827—1832 гг.).

В 50-х годах XIX в. в Петербурге был построен Николаевский мост с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м, являющийся самым крупным чугунным мостом мира. В этот же период наслонные стропила

Рис 1.1 Конструкция перекрытия коридора в Покровском соборе (Москва, XVI в)

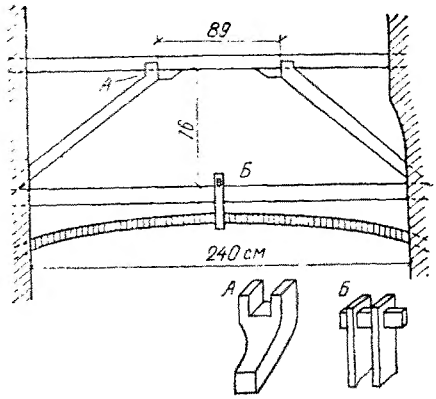
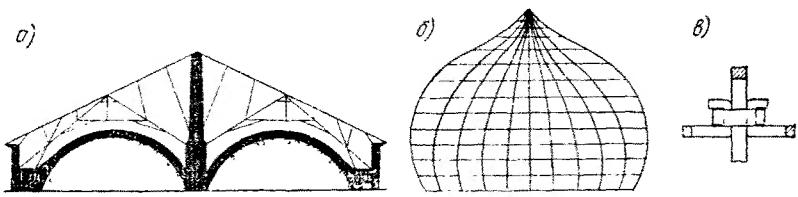


Рис 1.2. Металлические конструкции XVII в

а — наклонные стропила, *б* — каркас купола, *в* — узел каркаса



постепенно трансформируются в смешанные железочугунные треугольные фермы (рис. 1.4).

В фермах сначала не было раскосов (см. рис. 1.4, *а*), они появились в конце рассматриваемого периода (см. рис. 1.4, *б*). Сжатые стержни ферм часто выполняли из чугуна, а растянутые — из железа. В узлах элементы соединялись через проушины на болтах. Отсутствие в этот период прокатного и профильного металла ограничивало конструктивную форму железных стержней прямоугольным или круглым сечением. Однако преимущества фасонного профиля уже были поняты и стержни уголкового или швеллерного сечения изготовляли гнутьем или ковкой нагретых полос.

Четвертый период (с 30-х годов XIX в. до 20-х годов XX в.) связан с быстрым техническим прогрессом во всех областях техники того времени и, в частности, в металлургии и металлообработке.

В начале XIX в. кричный процесс получения железа был заменен более совершенным — пудлингованием, а в конце 80-х годов — выплавкой железа из чугуна в мартеновских и конверторных цехах. Наряду с уральской базой была создана в России южная база металлургической промышленности. В 30-х годах XIX в. появились заклепочные соединения, чему способствовало изобретение дыропробивного пресса; в 40-х годах был освоен процесс получения профильного металла и прокатного листа. В течение ста последующих лет все стальные конструкции изготовлялись клепаными. Сталь почти полностью вытеснила из стро-

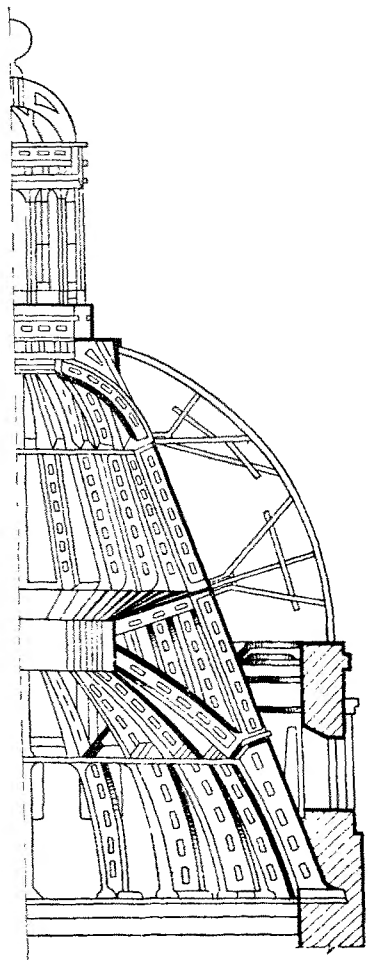


Рис. 1.3. Купол Исаакиевского собора в Ленинграде (40-е годы XIX в.)

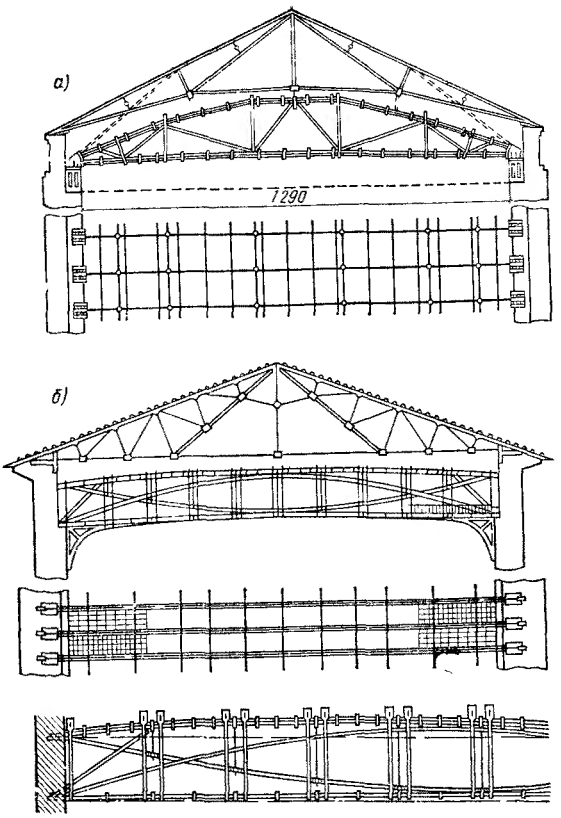


Рис. 1.4. Перекрытие Зимнего дворца в Ленинграде (1837 г.)

ительных конструкций чугун, будучи материалом более совершенным по своим свойствам (в особенности при работе на растяжение) и лучше поддающимся контролю и механической обработке.

Чугунные конструкции во второй половине XIX в. применялись лишь в колоннах многоэтажных зданий, перекрытиях вокзальных дебаркадеров и т. п., где могла быть полностью использована хорошая сопротивляемость чугуна сжатию.

В России до конца XIX в. промышленные и гражданские здания строились в основном с кирпичными стенами и небольшими пролетами, для перекрытия которых использовались треугольные металлические фермы (рис. 1.5). Конструктивная форма этих ферм постепенно совершенствовалась: решетка получила завершение с появ-

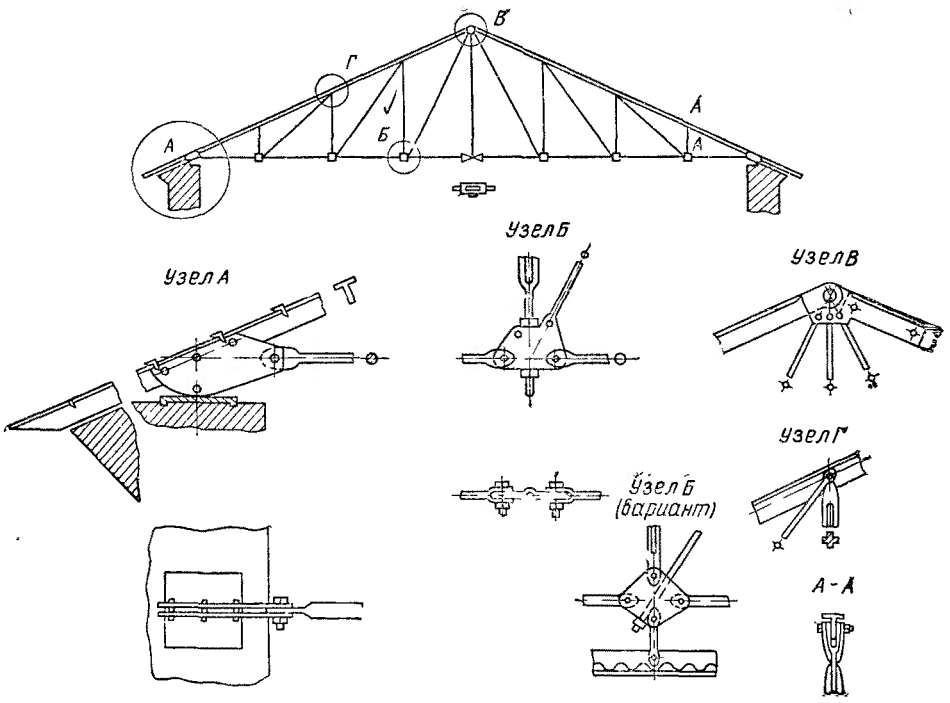


Рис. 1.5. Стропильная ферма (70-е годы XIX в.)

Рис 16 Перекрытие Киевского вокзала в Москве (1913—1914 гг.)

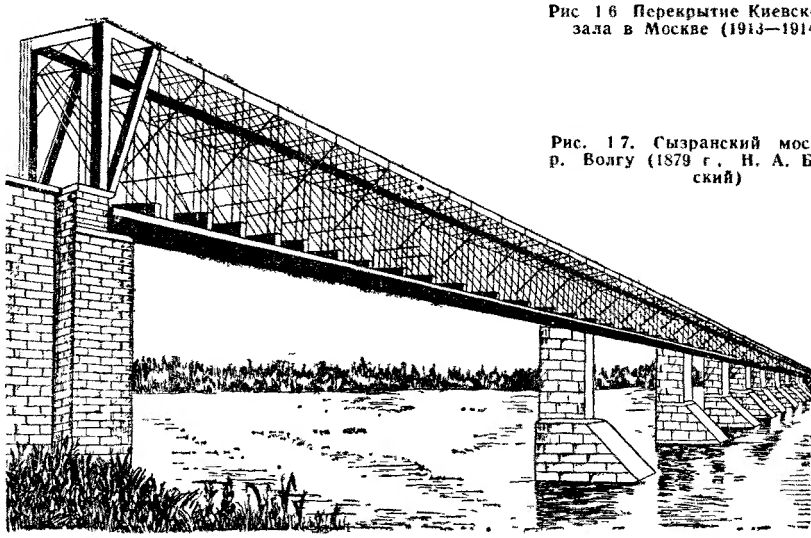


Рис. 17. Сызранский мост через р. Волгу (1879 г. Н. А. Белелюбский)

лением раскосов; узловые соединения вместо болтовых на проушинах стали выполнять заклепочными с помощью фасонок.

В конце прошлого столетия применялись решетчатые каркасы рамно-арочной конструкции для перекрытия зданий значительных проле-

тов. Примерами являются покрытия Сенного рынка в Петербурге (1884 г.) пролетом 25 м, Варшавского рынка пролетом 16 м (1891 г.), покрытие Гатчинского вокзала (1890 г.) и др.

Наибольшего совершенства рамно-арочная конструкция достигла в покрытии дебаркадеров Киевского вокзала в Москве (рис. 1.6), построенного по проекту В. Г. Шухова (1913—1914 гг).

В конструкциях этих сооружений хорошо проработаны компоновочная схема, опорные закрепления и узловые заклепочные соединения.

Во второй половине XIX в. значительное развитие получило металлическое мостостроение в связи с ростом сети железных дорог. На строительстве мостов развивалась конструктивная форма металлических конструкций, совершенствовалась теория компоновки и расчета, технология изготовления и монтажа. Принципы проектирования, разработанные в мостостроении, были перенесены затем на промышленные и гражданские объекты. Основателями русской школы мостостроения являются известные инженеры и профессора С. В. Кербедз, Н. А. Белелюбский, Л. Д. Проскуряков.

С. В. Кербедз (1810—1899 гг.), инженер-строитель, построил первый в России железный мост с решетчатыми фермами через р. Лугу (1853 г.). Он же является автором самого крупного чугунного моста в Петербурге.

Профессор Н. А. Белелюбский (1848—1922 гг.), мостостроитель и ученый, впервые применил раскосную решетку для мостовых ферм (рис. 1.7), разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, усовершенствовал методику испытаний строительных материалов, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

Профессор Л. Д. Проскуряков (1858—1926 гг.) ввел в мостовые фермы треугольную и шпренгельную решетки и разработал теорию о наивыгоднейшем очертании фермы. За проект моста через Енисей на Парижской выставке 1900 г. Л. Д. Проскуряков был удостоен золотой медали.

Большой вклад в дальнейшее развитие металлостроения в конце XIX и начале XX в. и распространение опыта, накопленного в мостостроении, на металлические конструкции гражданских и промышленных зданий внесли Ф. С. Ясинский, В. Г. Шухов и И. П. Прокофьев. В этот период развитие металлургии, машиностроения и других отраслей промышленности внесло качественное изменение в технологию производства и потребовало оборудования зданий мостовыми кранами. Первое время их устанавливали на эстакадах (рис. 1.8), однако это загромождало помещение. С увеличением грузоподъемности мостовых кранов и насыщенности ими производства, а также с увеличением высоты и ширины пролетов помещений стало целесообразным строить здания с металлическим каркасом, поддерживающим как ограждающие конструкции, так и пути для мостовых кранов. Основным несущим элементом каркаса стала поперечная рама (рис. 1.9), включающая в себя колонны и ригели (стропильные фермы).

Профессор Ф. С. Ясинский (1858—1899 гг). первый запроектировал многопролетное промышленное здание с металлическими колоннами между пролетами и разработал большепролетные складчатые и консольные конструкции покрытий. Он же внес значительный вклад в расчет сжатых стержней на продольный изгиб, работающих в упругопластической зоне деформирования стали.

Исключительно плодотворной и разносторонней была деятельность почетного академика В. Г. Шухова (1853—1939 гг.). Он первый в мировой практике разработал и построил пространственные решетчатые конструкции покрытий и башен различного назначения, использовав для них линейчатые поверхности (рис. 1.10). В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем с эффективным использо-

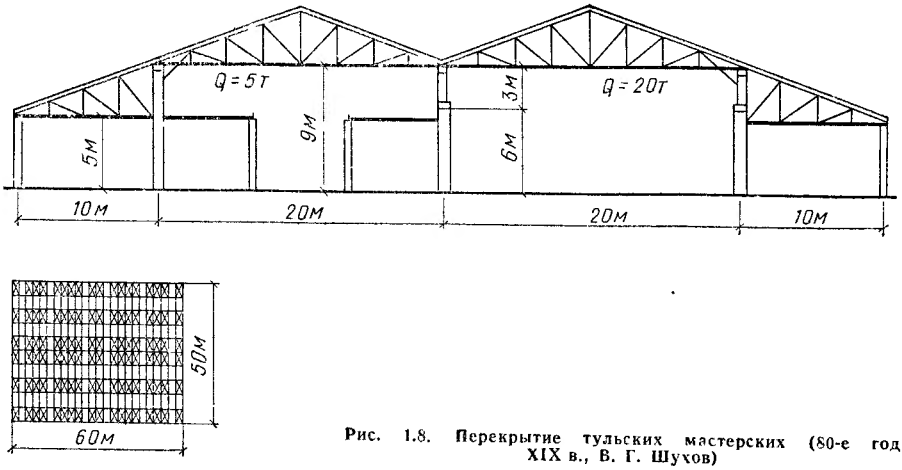


Рис. 1.8. Перекрытие тульских мастерских (80-е годы XIX в., В. Г. Шухов)

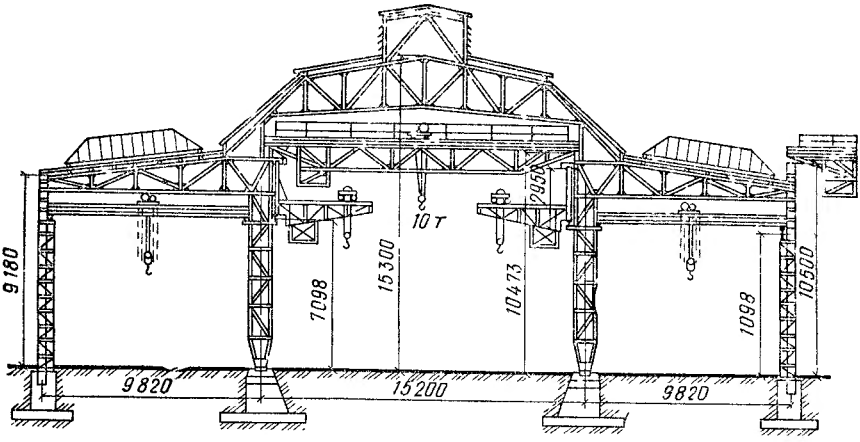


Рис. 1.9. Каркас промышленного здания (начало XIX в.)

ванием работы металла на растяжение (рис. 1.11). Этими проектами В. Г. Шухов намного опередил своих современников и предугадал будущие направления в развитии металлических конструкций, закрепив тем самым приоритет нашей страны.

Особенно значительна его теоретическая и практическая работа в области резервуаростроения и других листовых конструкций. В. Г. Шухов разработал новые конструктивные формы резервуаров, их расчет и методы нахождения оптимальных параметров.

Профессор И. П. Прокофьев (1877—1958 гг.), используя накопленный опыт, опубликовал первую монографию по изготовлению и монтажу металлических мостов и запроектировал ряд уникальных по тому времени большепролетных покрытий (Мурманские и Перовские мастерские Московско-Казанской ж. д., Московский почтамт, дебаркадер Казанского вокзала в Москве).

Пятый период (послереволюционный) начинается с конца 20-х годов, с первой пятилетки, когда молодое социалистическое государство приступило к осуществлению широкой программы индустриализации страны.

К концу 40-х годов клепаные конструкции были почти полностью заменены сварными, более легкими, технологичными и экономичными.

Развитие металлургии уже в 30-х годах позволило применять в металлических конструкциях вместо обычной малоуглеродистой стали более прочную низколегированную сталь [сталь кремнистую для железно-

дорожного моста через р Ципу (Закавказье) и сталь ДС для Дворца Советов и москворецких мостов]. В середине столетия номенклатура применяемых в строительстве низколегированных и высокопрочных сталей значительно расширилась, что позволило существенно облегчить вес конструкций и создать сооружения больших размеров Кроме стали в металлических конструкциях начали использовать алюминиевые сплавы, плотность которых почти втрое меньше.

В мощную отрасль индустрии выросла производственная база металлических конструкций. Заводы и специализированные монтажные организации, оснащенные современным высокопроизводительным оборудованием, были объединены в одну систему (Главстальконструкция), выполняющую основной объем строительства металлических конструкций. Объем металлических конструкций за этот период (1930—1980 гг.) увеличился более чем в 20 раз (рис 1.12). Чрезвычайно расширились номенклатура металлических конструкций и разнообразие их конструктивных форм. Резкий подъем количества и качества металлических конструкций был вызван развитием всех ведущих отраслей народного хозяйства, грандиозным размахом промышленного и гражданского строительства.

Большие и многообразные задачи по развитию металлических конструкций решались усилиями проектных, научных и производственных коллективов. Особенно велика роль проектных трестов—Проектстальконструкция и Промстройпроект, научных институтов — Центрального научного института промышленных сооружении (ЦНИПС), в 50-х годах реорганизованного в Центральный научно-иссле-

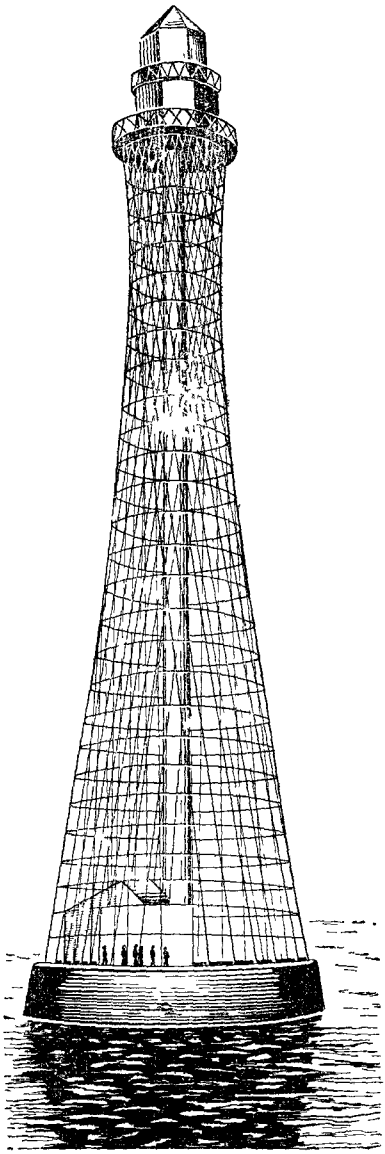


Рис 1 10. Башня-маяк Шухова

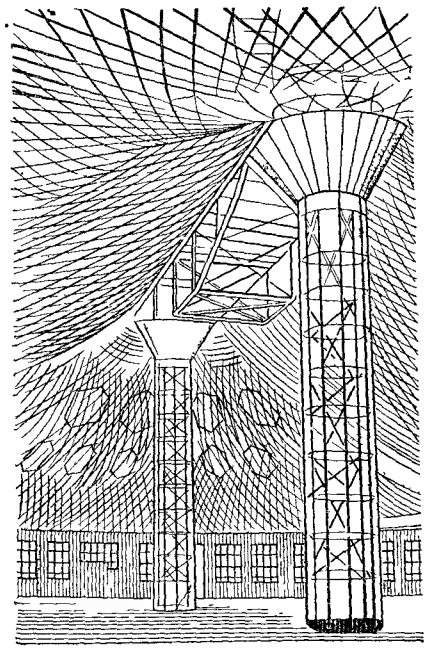


Рис 1 11 Висячие сетчатые покрытия на Нижегородской ярмарке (1896 г., В Г. Шухов)

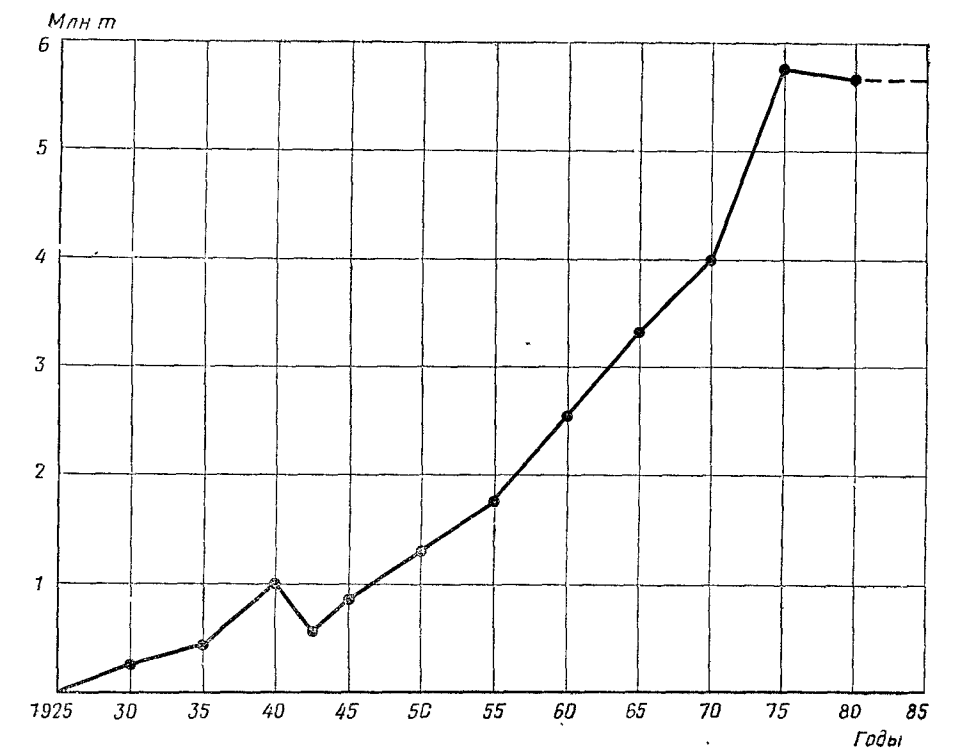


Рис. 1.12. Рост производства металлических конструкций в СССР

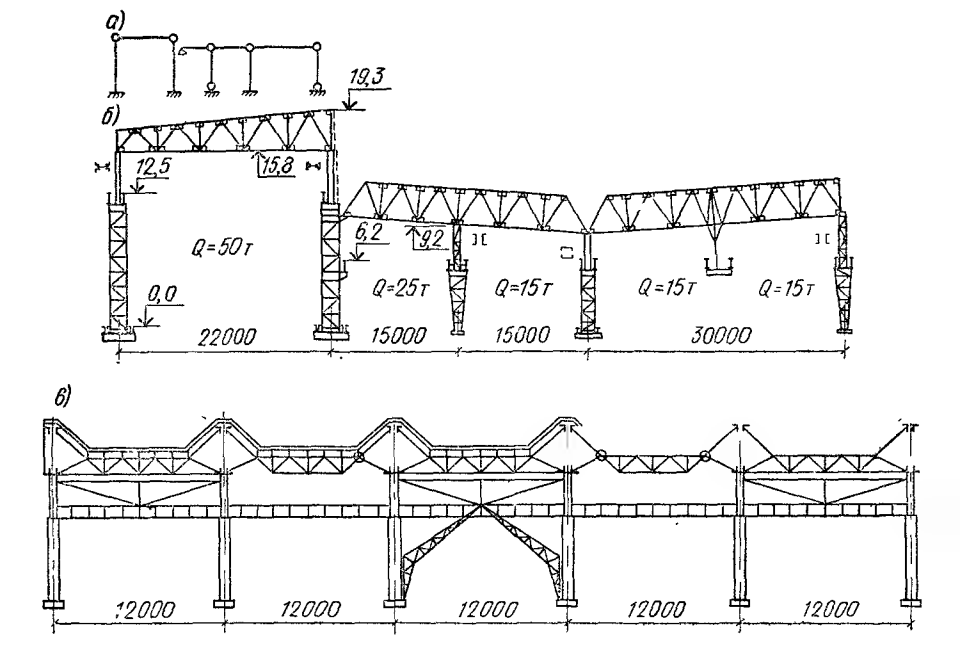


Рис. 1.13. Европейская схема компоновки поперечной рамы производственного здания

довательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК), а также вузовских коллективов. Принцип целесообразности совместной работы проектных и научных коллективов 70-х годах был закреплен преобразованием треста Проектстальконструкция в ЦНИИПроектстальконструкцию — ведущую проектно-исследовательскую организацию металлических конструкций; Промстальконструкции во ВНИПИПромстальконструкцию — ведущую организацию по проектированию и исследованию монтажных работ; созданием ВНИКТИСК — ведущей организации по проектированию и исследованию технологии изготовления металлических конструкций.

В начале 30-х годов стала оформляться советская школа проектирования металлических конструкций. В связи с развитием металлургии и машиностроения строилось много промышленных зданий с металлическим каркасом. Стальные каркасы промышленных зданий оказались ведущей конструктивной формой металлических конструкций, определяющей общее направление их развития. Советская школа постепенно отходила от европейских схем компоновки поперечных рам каркаса, характерных стремлением приблизить конструктивную схему к расчетным предпосылкам, введением большого количества шарниров, что усложняло монтаж и изготовление конструкций (рис. 1.13). Такие схемы не отвечали требованиям эксплуатации в отношении поперечной жесткости зданий в связи с увеличением размеров пролетов, высоты и, главное, грузоподъемности и интенсивности движения мостовых кранов.

Требованиям эксплуатации и высоких темпов строительства в большей степени отвечали сложившиеся к тому времени схемы конструирования поперечных рам с жестким сопряжением колонн с фундаментами и ригелями. Советские проектировщики взяли за основу эти схемы и улучшили их путем аналитического определения оптимальных геометрических соотношений элементов рамы, схемы решеток и т. п. (рис. 1.14). Аналитические изыскания оптимальных компоновочных схем и геометрических размеров элементов сечений стали характерной чертой развития всех видов металлических конструкций в Советском Союзе. Такой подход позволил решать одновременно задачи снижения трудоемкости изготовления конструкций с экономичным использованием стали и скоростным монтажом. Принцип комплексного решения задач при изыскании оптимальной конструктивной формы металлических конструкций стал основным для советской школы проектирования.

Характерной чертой развития металлических конструкций стала типизация конструктивных схем и элементов. Большой объем строительства и связанная с ним повторяемость конструкций создали предпосылки для разработки типовых схем и конструктивных решений каркасов промышленных зданий.

В 1939 г. Промстройпроектом были разработаны типовые секции одноэтажных промышленных зданий со стальным каркасом. Типовые секции включали объемно-планировочные решения для различных пролетов, типовые конструктивные схемы компоновки каркаса и типовые решения конструктивных элементов (ферм, колонн, подкрановых балок и т. п.). Впервые был введен трехметровый модуль пролетов, который затем (в 50-х годах) был заменен шестиметровым; типизированы здания отдельных видов производств (мартеновские цехи, прокатные и т. п.); типизация распространилась на пролетные строения мостов, резервуары, газгольдеры, радиобашни, радиомачты. Типизация, а затем унификация и стандартизация стали одним из главных направлений развития металлических конструкций. Это снижало трудоемкость конструкции и благодаря упорядочению проектирования уменьшало расход стали.

В годы Великой Отечественной войны 1941—1945 гг., несмотря на временную потерю южной металлургической базы и большой расход металла на нужды войны, в промышленном строительстве и мостостроении на Урале и в Сибири широко использовались металлические кон-

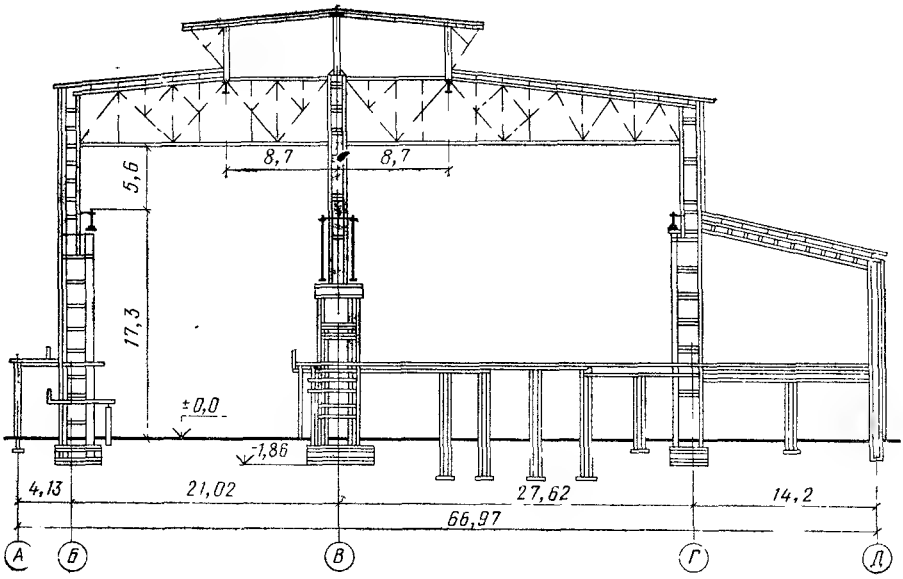


Рис. 1.14. Поперечная рама. Завод «Азовсталь» (начало 30-х годов)

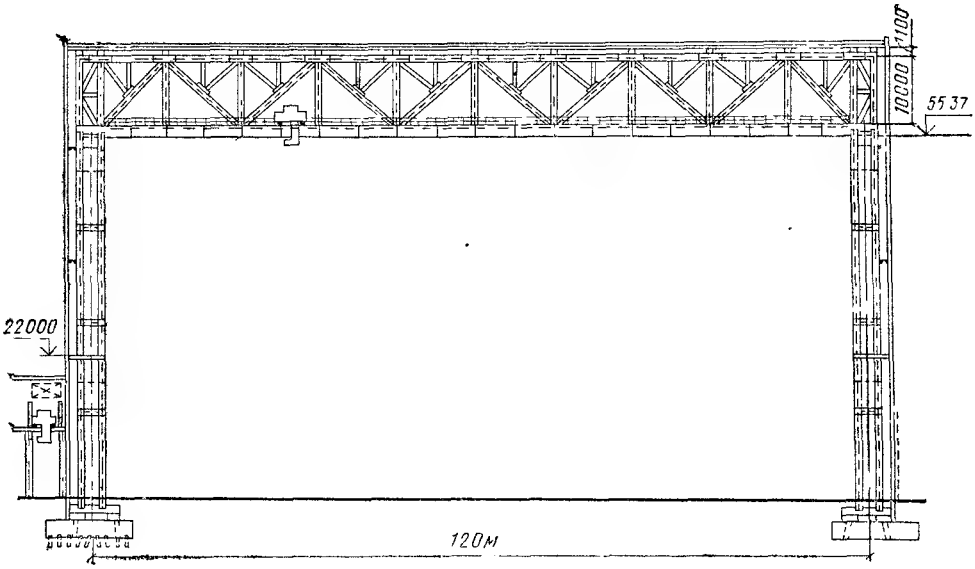


Рис. 1.15. Производственное здание пролетом 120 м

струкции, лучше других конструкций отвечавшие основной задаче военного времени — скоростному строительству.

В 50—70-х годах строительство металлических конструкций развивалось с соблюдением основных принципов советской школы проектирования, установленных еще в довоенный период: экономия стали, упрощение изготовления, ускорение монтажа. Для этих лет характерным является широкое применение стали в промышленных сооружениях больших размеров с тяжелыми технологическими нагрузками. Построены такие уникальные промышленные здания, как сборочный цех пролетом 120 м с кранами грузоподъемностью 30 т, подвешенными к стропильным фермам на отметке 57 м (рис. 1.15), двухпролетное здание с кранами грузоподъемностью 1200 и 600 т.

Большое развитие получили листовые конструкции (в связи с развитием нефтяной, газовой, химической и металлургической промышлен-

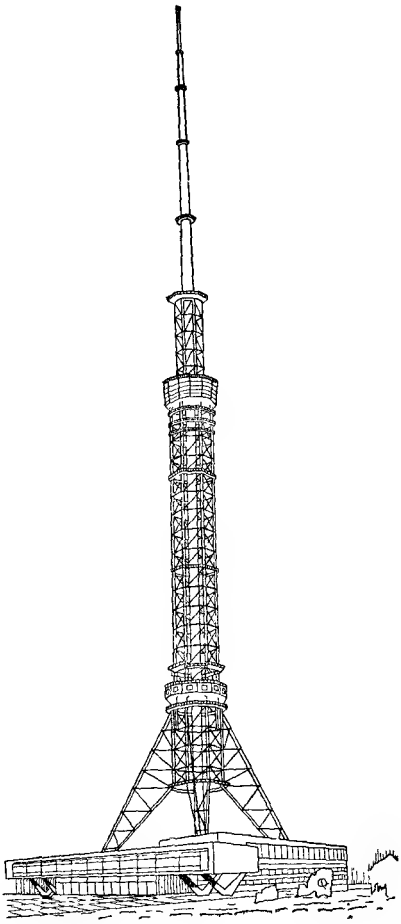


Рис. 1.16. Телевизионная башня высотой 392 м (Киев)

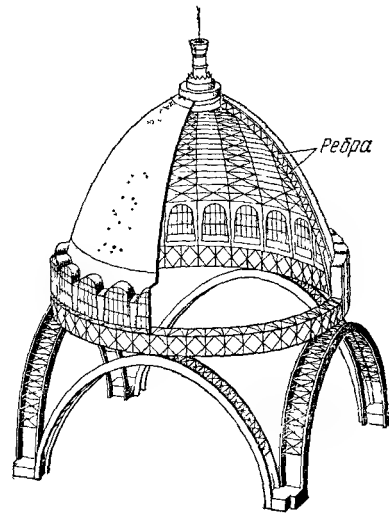


Рис. 1.17. Купол выставочного павильона в Москве (ВДНХ СССР)

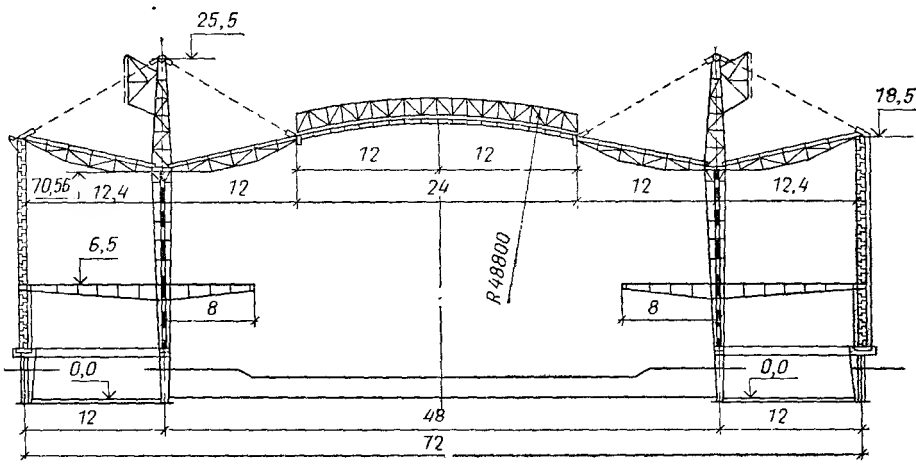


Рис. 1.18. Конструкция павильона СССР на Всемирной выставке в Брюсселе (1958 г.)

ности), высотные сооружения связи (рис. 1.16), опоры электропередачи, а также конструкции общественных зданий (рис. 1.17).

Из общественных сооружений выделяются павильоны Советского Союза на международных выставках в Брюсселе (рис. 1.18) (1958 г.) и Монреале (1967 г.) (рис. 1.19), павильон Космоса на ВДНХ в Москве (см. рис. 1.17), перекрытие Дворца спорта в Лужниках (см. рис. 17.3) и др. Уникальные большепролетные спортивные сооружения

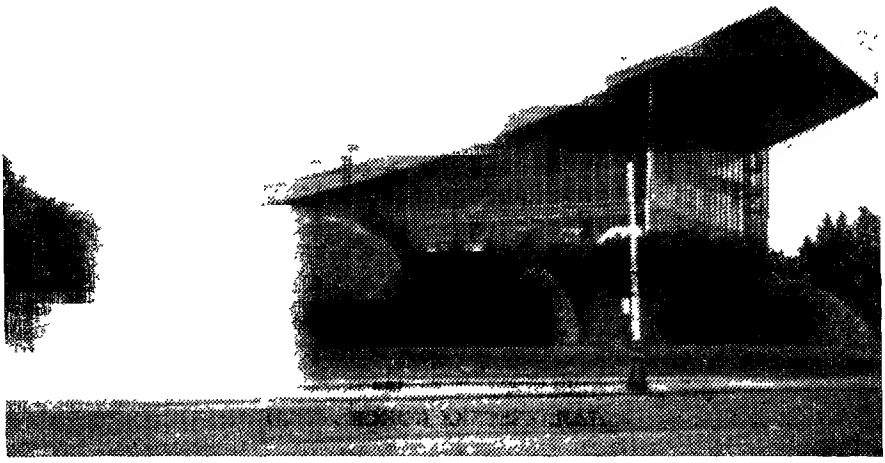


Рис. 1.19. Павильон СССР на Международной выставке в Монреале (1967 г.)

с несущими металлическими конструкциями разнообразной и оригинальной конструктивной формы построены в Москве к Олимпиаде-80.

Наряду с совершенствованием конструктивной формы совершенствовались и методы расчета конструкций. До 1950 г. строительные конструкции рассчитывали по методу допускаемых напряжений. Такой расчет недостаточно полно отражал действительную работу конструкций под нагрузкой, иногда в недостаточной мере гарантировал их надежность и в ряде случаев приводил к перерасходу материалов; взамен его был разработан метод расчета конструкций по предельным состояниям.

С 1950 г. в Советском Союзе все виды строительных конструкций рассчитывают по методу предельных состояний в соответствии с главой СНиП по строительным конструкциям.

Существенно повышает качество проектирования и ускоряет его процесс современная вычислительная техника (ЭВМ) с системами автоматического проектирования (САПР). Применение ЭВМ позволяет проектировщику в короткие сроки найти оптимальное конструктивное решение проектируемого сооружения и рассчитать практически любую сложную систему без значительных упрощений.

Успехи в развитии металлических конструкций за советский период достигнуты благодаря творческим усилиям коллективов проектных и научных организаций, возглавляемых ведущими профессорами и инженерами. Особенно значительны заслуги Героя Социалистического Труда, члена-корреспондента АН СССР, профессора Н. С. Стрелецкого (1885—1967 гг.), возглавлявшего в течение 50 лет советскую конструкторскую школу металлостроения.

Н. С. Стрелецкий, на первых этапах своей деятельности явившийся преемником и продолжателем русской школы мостостроителей, в дальнейшем много сделал для развития строительной науки и высшего строительного образования в нашей стране. Он впервые применил статистические методы в расчете конструкций, исследовал работу статически неопределимых систем за пределом упругости, провел теоретические исследования и обобщил их данные в области развития конструктивной формы. Под его непосредственным руководством экспериментальное изучение действительной работы металлических

конструкций стало одним из главных методов совершенствования конструктивной формы и расчетов. Он явился одним из инициаторов перехода от расчета по допускаемым напряжениям к расчету по предельным состояниям и внес большой вклад в разработку этого прогрессивного метода.

Герой Социалистического Труда, действительный член АН УССР Е. О. Патон (1870—1953 гг.), также внесший свой вклад в развитие металлического мостостроения, имеет исключительные заслуги в области механизации и автоматизации электродуговой сварки, что явилось важным техническим достижением советской школы сварщиков.

Е. О. Патон в 1928 г. организовал в Киеве при АН УССР Научно-исследовательский институт электросварки (ныне ИЭС им. Е. О. Патона).

Значительный вклад в развитие металлических конструкций внес академик Н. П. Мельников, много лет руководивший ЦНИИПроектстальконструкцией.

§ 2. НОМЕНКЛАТУРА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях чрезвычайно велика и непрерывно увеличивается (см. рис. 1.12). Базой для удовлетворения этой потребности являются большой объем производимой в стране стали (в 1982 г. выплавлено 155 млн. т стали), заводы металлических конструкций и специализированные монтажные организации, оснащенные современной техникой, специализированные проектные организации и научно-исследовательские институты.

В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на восемь видов.

1. **Промышленные здания.** Конструкции одноэтажных промышленных зданий выполняются в виде цельнометаллических (рис. 1.20) или

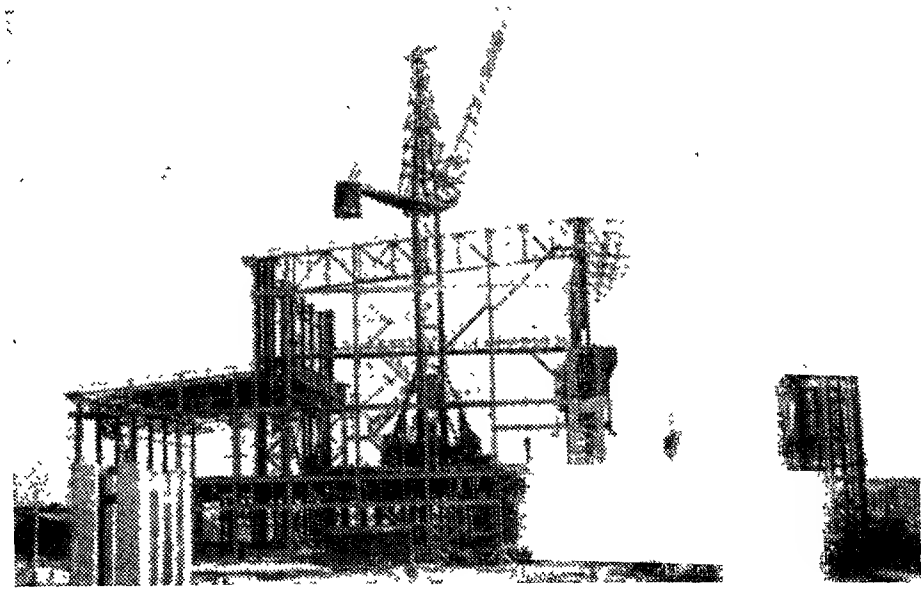


Рис. 1.20. Монтаж каркаса промышленного здания

Рис. 1.21. Конструкции мостов: балочного (вверху), арочного (в центре) и висячего (внизу)

Бел. республиканская
17

Рис. 1.22. Конструкции доменного цеха

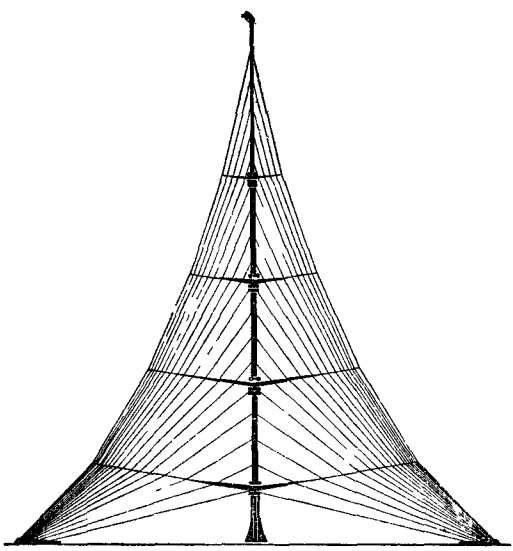


Рис. 1.23. Мачта высотой 1000 м (проект)

смешанных каркасов, в которых по железобетонным колоннам устанавливаются металлические конструкции покрытия здания («шатер») и подкрановые пути. Цельнометаллические каркасы в основном применяются в зданиях с большими пролетами, высотой и оборудованных мостовыми кранами большой грузоподъемности. Каркасы промышленных зданий являются наиболее сложными и металлоемкими конструктивными комплексами.

2. **Большепролетные покрытия зданий.** Здания общественного назначения (спортивные сооружения, рынки, выставочные павильоны, см. рис. 1.18), театры и некоторые здания производственного характера (ангары, авиасборочные цехи, лаборатории) имеют большие пролеты (до 100—150 м), перекрывать которые наиболее целесообразно металлическими конструкциями. Системы и конструктивные формы большепролетных покрытий очень разнообразны. Здесь возможны балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные, причем как плоские, так и пространственные системы. К конструкциям зданий общественного назначения предъявляются высокие эстетические требования.

Рис 1 24 Каркас высотного здания в Москве

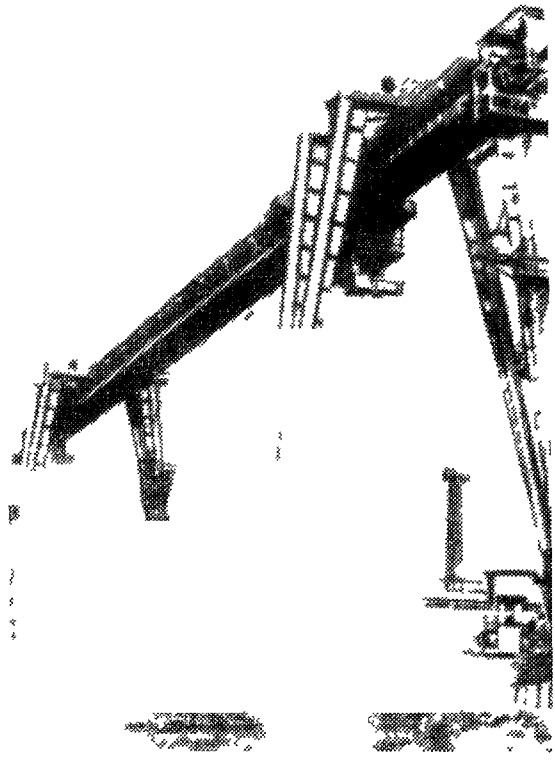


Рис 1 25 Кран перегружатель пролетом 76,2 м

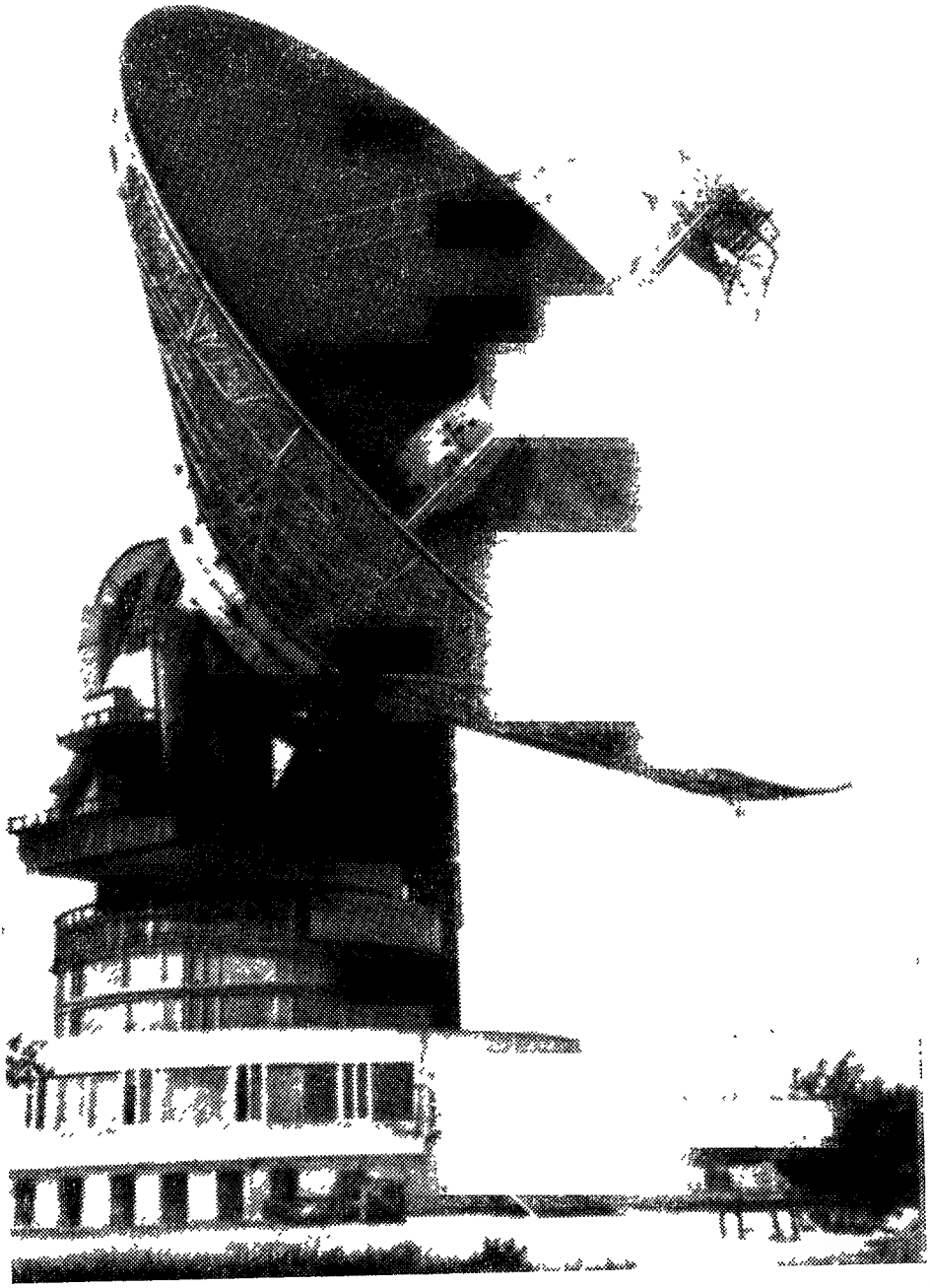


Рис. 1.26. Радиотелескоп диаметром 64 м

3. **Мосты, эстакады.** Мостовые металлические конструкции на железнодорожных и автомобильных магистралях применяются при больших, а в отдаленных районах и при средних пролетах, а также при сжатых сроках возведения.

Как и большепролетные покрытия, мосты имеют разнообразные системы: балочную, арочную, висячую (см. рис. 1.21), комбинированную.

4. **Листовые конструкции** в виде резервуаров, газгольдеров, бунке-

ров, трубопроводов большого диаметра и различных сооружений доменного комплекса (рис. 1.22), химического производства и нефтепереработки имеют весьма большой объем в связи со значительным развитием в нашей стране металлургии, нефтяной, газовой и химической промышленности.

Листовые конструкции являются тонкостенными оболочками различной формы и должны быть не только прочными, но и плотными (непроницаемыми); они часто эксплуатируются в условиях низких или высоких температур; сталь и алюминиевые сплавы хорошо удовлетворяют этим условиям работы.

5. **Башни и мачты** применяются для радио и телевидения (рис. 1.23), в геодезической службе, в опорах линий электропередачи. Сюда же можно отнести надшахтные копры, нефтяные вышки, дымовые и вентиляционные трубы и промышленные этажерки. Применение стали обеспечивает этим конструкциям необходимую легкость, удобство транспортирования на место строительства и быстроту монтажа.

6. **Каркасы многоэтажных зданий.** Многоэтажные здания с металлическим каркасом (рис. 1.24) применяются главным образом в гражданском строительстве, в условиях плотной застройки больших городов и для некоторых видов промышленных зданий.

7. **Крановые и другие подвижные конструкции** выполняются из материала, позволяющего максимально уменьшить их вес. Сюда относятся всевозможные металлические конструкции мостовых, башенных, козловых кранов и кранов-перегружателей (рис. 1.25), конструкций крупных экскаваторов и разнообразных строительных машин, затворы и ворота гидротехнических сооружений, конструкции отвальных мостов.

8. **Прочие конструкции,** к которым в первую очередь можно отнести конструкции промышленности по использованию атомной энергии в мирных целях, разнообразные конструкции радиотелескопов (рис. 1.26), надшахтные копры, стационарные платформы для разведки и добычи газа и нефти в море и многие другие.

§ 3. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИИ И ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К НИМ ТРЕБОВАНИЯ

В предыдущем параграфе рассмотрена номенклатура металлических конструкций, которая характеризуется большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако все эти разнообразные конструкции объединены двумя основными факторами, позволяющими изучать их как единый вид.

Во-первых, исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому стандарту (сортаменту см. гл. 4) : лист, уголок, швеллер, двутавр, труба и т. п. Из этого материала компонуются все разнообразные конструктивные формы.

Во-вторых, все конструкции объединены одним технологическим процессом их изготовления, в основе которого лежат холодная обработка металла (резка, гибка, образование отверстий и т. п.) и соединение деталей в конструктивные элементы и комплексы (сборочно-сварочные операции).

Металлические конструкции обладают следующими **достоинствами,** позволяющими применять их в разнообразных сооружениях.

Надежность металлических конструкций обеспечивается близким совпадением их действительной работы (распределение напряжений и деформаций) с расчетными предположениями. Материал металлических конструкций (сталь, алюминиевые сплавы) обладает большой однородностью структуры и достаточно близко соответствует расчетным предпосылкам об упругой или упругопластической работе материала.

Легкость. Из всех изготовляемых в настоящее время несущих конструкций (железобетонные, каменные, деревянные) металлические конструкции являются наиболее легкими.

Легкость конструкций c определяется отношением плотности материала p к его расчетному сопротивлению R, 1/м:

$$c = p/R.$$

Чем меньше значение c, тем относительно легче конструкция. Благодаря высоким значениям расчетных сопротивлений для малоуглеродистой стали $c=3{,}7\cdot10^{-4}$ 1/м, для стали высокопрочной $c=1{,}7\cdot10^{-4}$ 1/м, для дюралюмина марки Д16-Т $c=1{,}1\cdot10^{-4}$ 1/м, для бетона марки М300 $c=1{,}85\cdot10^{-3}$ 1/м, для дерева $c=5{,}4\cdot10^{-4}$ 1/м.

Индустриальность. Металлические конструкции в основной своей массе изготовляются на заводах, оснащенных современным оборудованием, что обеспечивает высокую степень индустриальности их изготовления. Монтаж металлических конструкций также производится индустриальными методами — специализированными организациями с использованием высокопроизводительной техники.

Непроницаемость. Металлы обладают не только значительной прочностью, но и высокой плотностью — непроницаемостью для газов и жидкостей. Плотность металла и его соединений, осуществляемых с помощью сварки, является необходимым условием для изготовления газгольдеров, резервуаров и т. п.

Металлические конструкции имеют и **недостатки,** ограничивающие их применение. По нейтрализации этих недостатков необходимы специальные меры.

Коррозия. Не защищенная от действия влажной атмосферы, а иногда (что еще хуже) атмосферы, загрязненной агрессивными газами, сталь корродирует (окисляется), что постепенно приводит к ее полному разрушению. При неблагоприятных условиях это может произойти через два-три года. Хотя алюминиевые сплавы обладают значительно большей стойкостью против коррозии, при неблагоприятных условиях они также корродируют. Хорошо сопротивляется коррозии чугун.

Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, периодическим покрытием конструкций защитными пленками (лаки, краски и т. п.), а также выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей и пазух, где могут скапливаться влага и пыль), удобной для очистки и защиты.

Небольшая огнестойкость. У стали при $t=200\,°C$ начинает уменьшаться модуль упругости, а при $t=600\,°C$ сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние уже при $t=300\,°C$. Поэтому металлические конструкции зданий, опасных в пожарном отношении (склады с горючими или легковоспламеняющимися материалами, жилые и общественные здания), должны быть защищены огнестойкими облицовками (бетон, керамика, специальные покрытия и т. п.).

При проектировании металлических конструкций должны учитываться следующие основные требования.

Условия эксплуатации. Удовлетворение заданным при проектировании условиям эксплуатации является основным требованием для проектировщика. Оно в основном определяет систему, конструктивную форму сооружения и выбор материала для него.

Экономия металла. Требование экономии металла определяется большой его потребностью во всех отраслях промышленности (машиностроение, транспорт и т. д.) и относительно высокой стоимостью.

В строительных конструкциях металл следует применять лишь в тех случаях, когда замена его другими видами материалов (в первую очередь железобетоном) нерациональна.

Транспортабельность. В связи с изготовлением металлических конструкций, как правило, на заводах с последующей перевозкой на место строительства в проекте должна быть предусмотрена возможность пе-

ревозки их целиком или по частям (отправочными элементами) с применением соответствующих транспортных средств.

Технологичность. Конструкции должны проектироваться с учетом требований технологии изготовления и монтажа с ориентацией на наиболее современные и производительные технологические приемы, обеспечивающие максимальное снижение трудоемкости.

Скоростной монтаж. Конструкция должна соответствовать возможностям сборки ее в наименьшие сроки с учетом имеющегося монтажного оборудования.

Долговечность конструкции определяется сроками ее физического и морального износа. Физический износ металлических конструкций связан главным образом с процессами коррозии. Моральный износ связан с изменением условий эксплуатации.

Эстетичность. Конструкции независимо от их назначения должны обладать гармоничными формами. Особенно существенно это требование для общественных зданий и сооружений.

Все эти требования удовлетворяются конструкторами на основе выработанных наукой и практикой принципов советской школы проектирования и основных направлений ее развития.

Основным принципом советской школы проектирования является достижение трех главных показателей: экономии стали, повышения производительности труда при изготовлении, снижения трудоемкости и сроков монтажа, которые и определяют стоимость конструкции. Несмотря на то что эти показатели часто при реализации вступают в противоречие (так, например, наиболее экономная по расходу стали конструкция часто бывает наиболее трудоемкой в изготовлении и монтаже), советский опыт развития металлических конструкций подтверждает возможность реализации этого принципа.

Экономия металла в металлических конструкциях достигается на основе реализации следующих основных направлений: применения в строительных конструкциях низколегированных и высокопрочных сталей, использования наиболее экономичных прокатных и гнутых профилей, изыскания и внедрения в строительство современных эффективных конструктивных форм и систем (пространственных, предварительно напряженных, висячих, трубчатых и т. п.), совершенствования методов расчета и изыскания оптимальных конструктивных решений с использованием электронно-вычислительной техники.

По всем этим направлениям в Советском Союзе ведется большая исследовательская работа, что позволяет систематически уменьшать удельные затраты металла (на 1 м^2 площади здания, на единицу выпускаемой продукции и т. п.).

Эффективно и комплексно производственные требования удовлетворяются на основе типизации конструктивных элементов и целых сооружений.

Типизация металлических конструкций в Советском Союзе получила весьма широкое развитие. Разработаны типовые решения часто повторяющихся конструктивных элементов — колонн, ферм, подкрановых балок, оконных и фонарных переплетов. В этих типовых решениях унифицированы размеры элементов и сопряжений. Для некоторых элементов разработаны стандарты.

Разработаны типовые решения таких сооружений, как радиомачты, башни, опоры линий электропередачи, резервуары, газгольдеры, пролетные строения мостов, некоторые виды промышленных зданий, сооружений и т. п.

Типовые решения разработаны на основе применения оптимальных с точки зрения затраты материала, размеров элементов, оптимальной технологии их изготовления и возможностей транспортирования.

Типизация и проводимая на ее основе унификация и стандартизация обеспечивают большую повторяемость, серийность изготовления конструктивных элементов и их деталей на заводах и, следовательно, способ-

ствуют повышению производительности труда, сокращению сроков изготовления на основе эффективного использования более совершенного оборудования и специальных технологических приспособлений (кондукторов, копиров, кантователей и т. п.). Типизация, унификация и стандартизация создают благоприятные условия для разработки и внедрения особенно эффективного поточного метода изготовления и монтажа металлических конструкций.

Типовые проекты обеспечивают экономию металла, упорядочивают проектирование, повышают его качество и сокращают сроки строительства.

Ведущим принципом скоростного монтажа является сборка конструкций в крупные блоки на земле с последующим подъемом их в проектное положение с минимальным количеством монтажных работ наверху. Типизация создает предпосылки для сокращения сроков монтажа, снижения его трудоемкости, так как повторяющиеся виды конструкций и их сопряжений позволяют лучше использовать монтажное оборудование и совершенствовать процесс монтажа.

§ 4. ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Проектирование зданий и сооружений производится на основании задания на проектирование, которое составляется на основе утвержденной схемы развития и размещения соответствующей отрасли народного хозяйства. В задании устанавливаются требования по внедрению новой техники и передового опыта, показатели по эффективности капитальных вложений, снижению материалоемкости и трудоемкости строительства.

Проектирование выполняется в одну или две стадии:

в одну стадию — *рабочий проект* (для предприятий, зданий и сооружений, строительство которых будет осуществляться по типовым и повторно применяемым проектам, а также технически несложных объектов);

в две стадии — *проект и рабочая документация* (для других объектов строительства).

Стадийность разработки проектной документации устанавливается заказчиком в задании на проектирование.

На стадии *проекта* дается краткое описание и обоснование основных архитектурно-строительных решений, целесообразности применения металлических конструкций, определяется основная конструктивная схема сооружения и подбираются соответствующие типовые конструкции. Разрабатываются основные чертежи: планы и разрезы со схематическим изображением основных несущих и ограждающих конструкций.

В состав *рабочей документации* металлических конструкций входят рабочие чертежи КМ (конструкции металлические) и деталировочные чертежи металлических конструкций КМД (конструкции металлические деталировочные).

Чертежи КМ выполняются проектной организацией на основании утвержденного проекта.

В рабочих чертежах КМ решаются все вопросы компоновки металлических конструкций и увязки их с технологической, транспортной, архитектурно-строительной и другими частями проекта.

В состав рабочих чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, статические и в необходимых случаях динамические расчеты, общие компоновочные чертежи, схемы расположения частей конструкций с таблицами сечений элементов, расчеты и чертежи наиболее важных узлов конструкций и полная спецификация металла по профилям.

По чертежам КМ заказывается металл и разрабатываются деталировочные чертежи КМД. Чертежи КМД разрабатываются, как правило, в конструкторском бюро завода — изготовителя металлических конструкций с учетом технологических особенностей завода (станки, поточные линии, сварочное оборудование).

Раздел первый. ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 2. ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

§ 1. СТАЛИ И АЛЮМИНИЕВЫЕ СПЛАВЫ

1. Стали

Общие сведения. Качество стали, применяемой при изготовлении металлических конструкций, определяется:

механическими свойствами: сопротивлением статическим воздействиям (временным сопротивлением и пределом текучести при растяжении); сопротивлением динамическим воздействиям и хрупкому разрушению (ударной вязкостью при различных температурах); показателями пластичности (относительным удлинением); сопротивлением расслоению (изгибом в холодном состоянии). Значения этих показателей устанавливаются государственными стандартами. Кроме того, качество стали определяется сопротивлением многократному нагружению (усталостью);

свариваемостью, которая гарантируется соответствующим химическим составом стали и технологией ее производства;

коррозионной стойкостью.

По механическим свойствам стали делятся на три группы (табл. 2.1):

обычной прочности (малоуглеродистые);

повышенной прочности;

высокой прочности.

Механические свойства стали и ее свариваемость зависят от химического состава, вида термической обработки и технологии прокатки.

Основу стали составляет феррит. Феррит имеет малую прочность и очень пластичен, поэтому в чистом виде в строительных конструкциях не применяется. Прочность его повышают добавками углерода (малоуглеродистые стали обычной прочности); легированием марганцем, кремнием, ванадием, хромом и другими элементами (низколегированные стали повышенной прочности); легированием и термическим упрочнением (стали высокой прочности, см. табл. 2.1)[1].

Структура малоуглеродистой стали. Температура плавления чистого железа равна 1535 °С. При охлаждении в процессе кристаллизации образуется так называемое δ-железо, имеющее кристаллическую решетку объемно-центрированного куба (ОЦК-решетка) (рис. 2.1, *а*). При 1400 °С, когда железо находится уже в твердом состоянии, в процессе охлаждения происходит новое превращение и из δ-железа образуется γ-железо, обладающее гранецентрированной кубической решеткой (ГЦК-решетка). При 910 °С кристаллы с гранецентрированной кубической решеткой (γ—Fe) вновь при охлаждении превращаются в объемно-центрированные, и это состояние сохраняется вплоть до комнатной и отрицательной температур. Последняя модификация железа называется α-железом. При введении углерода в сталь температура плавления снижается. При остывании образуется твердый раствор углерода в γ-железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре кубической гранецентрированной решетки (рис. 2.1, *б*). При температурах ниже 910 °С из аустенита начинают выделяться кристаллы твердого раствора углерода в α-железе, называемого ферритом; α-железо в отличие от γ-железа плохо растворяет углерод, и поэтому его в феррите содержится незначительное количество. По мере выделения феррита из аустенита последний все более обогащается углеродом и при температуре 723 °С превращается в перлит (рис. 2.2, *б*) — смесь, состоящую из перемежающихся пластин феррита и карбида железа Fe_3C, называемого цементитом. Таким образом, структура охлажденной до

[1] **Соколовский П. И.** Малоуглеродистые и низколегированные стали. — М.: Металлургия, 1966; **Тылкин М. А., Большаков В. И., Одесский П. Д.** Структура и свойства строительной стали. — М.: Металлургия, 1983. — 216 с.

Таблица 2.1. **Основные марки строительных сталей и их механические**

Группа прочности	Марка стали	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Относительное удлинение, %
Обычной	ВСт3кп; ВСт3пс; ВСт3Гпс; ВСт3сп	185—285	365—390	25—27
Повышенной	ВСтТпс; 09Г2; 09Г2С; 14Г2; 10Г2С1; 15ХСНД; 14Г2АФ; 10ХСНД; 10ХНДП	295—390	430—540	19—20
Высокой	16Г2АФ; 18Г2АФпс; 15Г2СФ т. о.; 12Г2СМФ т. о.; 12ГН2МФАЮ т. о.	Св 440	Св. 590	14—20

комнатной температуры стали состоит из двух основных фаз — цементита и феррита, который образует самостоятельные зерна, а также входит в перлит в виде пластинок (см. рис. 2.2, *а*: светлые зерна — феррит, темные — перлит.

Феррит весьма пластичен и малопрочен, цементит очень тверд и хрупок. Перлит обладает свойствами, промежуточными между свойствами феррита и цементита.

Зерна феррита и перлита в зависимости от числа очагов кристаллизации получаются различной величины. Величина зерен оказывает существенное влияние на механические свойства стали (чем мельче зерна, тем выше качество стали).

Структура низколегированных сталей аналогична структуре малоуглеродистой стали. Низколегированные стали тоже содержат мало углерода, повышение их прочности достигается легированием — добавками, которые, как правило, находятся в твердом растворе с ферритом и этим его упрочняют: некоторые из них образуют карбиды и нитриды, также упрочняющие ферритовую основу и прослойки между зернами.

Основные химические элементы, применяемые при легировании.[1]

Углеродистая сталь обыкновенного качества состоит из железа и углерода с некоторой добавкой кремния или алюминия, марганца, меди.

Углерод (У), повышая прочность стали, снижает ее пластичность и ухудшает свариваемость; поэтому в строительных сталях, которые должны быть достаточно пластичными и хорошо свариваемыми, углерод допускается в количестве не более 0,22 %.

Кремний (С), находясь в твердом растворе с ферритом, повышает прочность стали, но ухудшает ее свариваемость и стойкость против коррозии. В малоуглеродистых сталях кремний применяется как хороший раскислитель; в этом случае в малоуглеродистые стали добавляется до 0,3 % кремния, в низколегированные — до 1 %.

Алюминий (Ю) входит в сталь в виде твердого раствора феррита и в виде различных нитридов и карбидов, хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Марганец (Г) растворяется как в феррите, так и в цементите, образует тугоплавкие карбиды, что приводит к повышению прочности и вязкости стали. Марганец служит хорошим раскислителем, а соединяясь с серой, снижает ее вредное влияние. В малоуглеродистых сталях марганца содержится до 0,64 %, в легированных — до 1,5 %; при содержании марганца более 1,5 % сталь становится хрупкой.

Медь (Д) несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии. Избыточное содержание (более 0,7 %) способствует старению стали.

Молибден (М) **и бор** (Р) обеспечивают высокую устойчивость аустенита при охлаждении и тем самым облегчают получение закалочных структур (так называемых бейнита и мартенсита), что очень важно для получения высокопрочного проката больших толщин. После закалки и высокого отпуска сталь становится мелкозернистой, насыщенной карбидами. Такая сталь обладает высокой прочностью, удовлетворительной пластичностью и почти не разупрочняется при сварке.

---

[1] При обозначении марки стали каждому химическому элементу присвоена буква русского алфавита (указана в скобках около каждого элемента), содержание каждого элемента в процентах с округлением до целых значений указывается после буквы, обозначающей данный элемент; элемент содержащийся в пределах 1 %, цифрами не указывается. Поскольку углерод содержится во всех сталях, его обозначение (буква У) не ставится, а количественное содержание указывается в сотых долях процента в начале обозначения марки. Так, 15Г2СФ означает, что в этой стали среднее содержание углерода 0,15 %, марганца — в пределах 1—2 %, кремния и ванадия — в пределах 1 % каждого.

характеристики

Ударная вязкость, МДж/м², при t °С				
+20°	−20°	−40°	−70°	После механического старения
0,5—1	0,3—0,5	—	—	0,3—0,5
—	—	0,3—0,5	0,25—0,35	0,3
—	—	0,4—0,5	0,3—0,35	0,3

Азот (А) в несвязанном состоянии способствует старению стали и делает ее хрупкой, особенно при низких температурах. Поэтому его не должно быть более 0,008 %. В химически связанном состоянии с алюминием, ванадием, титаном или ниобием азот, образуя нитриды, становится легирующим элементом, способствующим измельчению структуры и улучшению механических свойств; однако ударная вязкость стали при низких температурах получается низкой. Увеличение сопротивления стали хрупкому разрушению обеспечивается простейшей термической обработкой — нормализацией.

Повышение механических свойств низколегированной стали осуществляется присадкой металлов, вступающих в соединение с углеродом и образующих карбиды и нитриды, а также способных растворяться в феррите и замещать атомы железа. Такими легирующими металлами являются марганец (Г), хром (Х), ванадий (Ф),

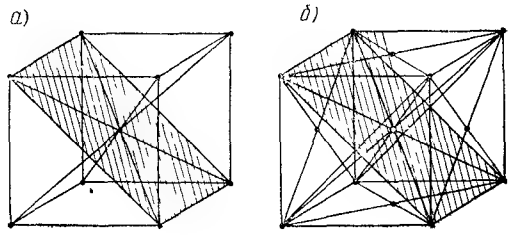


Рис. 2.1. Атомная решетка

а — железа; *б* — аустенита; ● — атом железа; ○ — атом углерода

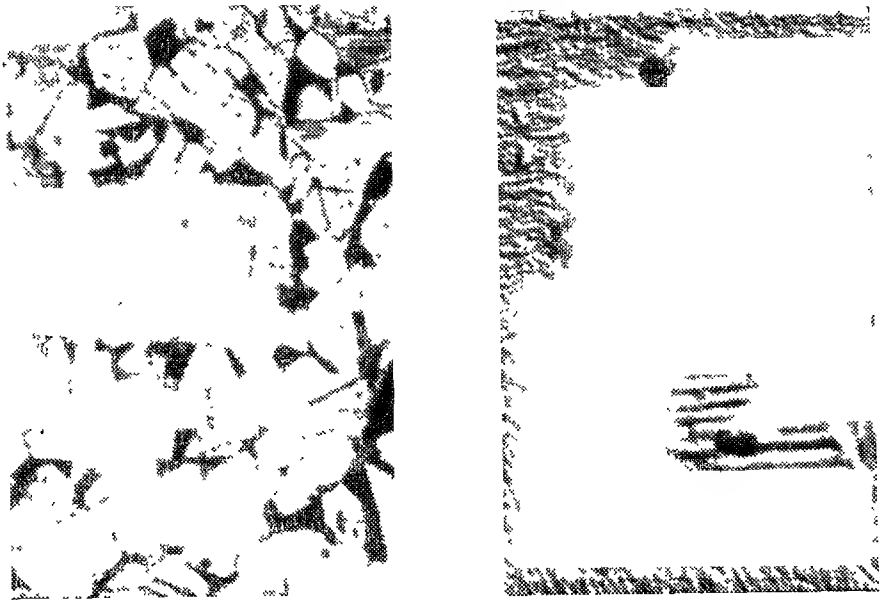


Рис. 2.2. Микроструктура стали

слева — углеродистой стали (×100), справа — зерно перлита (×2000)

вольфрам (В), молибден (М), титан (Т). Прочность низколегированных сталей также повышается при введении никеля (Н), меди (Д), кремния и алюминия, которые входят в сталь в виде твердых растворов.

Вольфрам и молибден, значительно повышая твердость, снижают пластические свойства стали; никель повышает прочность стали и пластические свойства.

Вредные примеси. К ним в первую очередь относятся: фосфор, который, образуя раствор с ферритом, повышает хрупкость стали, особенно при пониженных температурах (хладоломкость), и снижает пластичность при повышенных; сера, делающая сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре 800—1000 °С) вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Поэтому содержание серы и фосфора в стали ограничивается: так, в углеродистой стали Ст3 серы должно быть не больше 0,05 % и фосфора —0,04 %.

Вредное влияние на механические свойства стали оказывает насыщение ее газами, которые могут попасть из атмосферы в металл, находящийся в расплавленном состоянии. Кислород действует подобно сере, но в более сильной степени и повышает хрупкость стали. Несвязанный азот также снижает качество стали. Водород хотя и удерживается в незначительном количестве (0,0007 %), но, концентрируясь около включений в межкристаллических областях и располагаясь преимущественно по границам блоков, вызывает в микрообъемах высокие напряжения, что приводит к снижению сопротивления стали хрупкому разрушению, снижению временного сопротивления и ухудшению пластических свойств. Поэтому расплавленную сталь (например, при сварке) необходимо защищать от воздействия атмосферы.

Термическая обработка. Значительного повышения прочности, деформационных и других свойств стали помимо легирования достигают термической обработкой благодаря тому, что под влиянием температуры, а также режима нагрева и охлаждения изменяются структура, величина зерна и растворимость легирующих элементов стали.

Простейшим видом термической обработки является **нормализация.** Она заключается в повторном нагреве проката до температуры образования аустенита и последующего охлаждения на воздухе. После нормализации структура стали получается более упорядоченной, снимаются внутренние напряжения, что приводит к улучшению прочностных и пластических свойств стального проката и его ударной вязкости. Поэтому нормализация, являясь простейшим видом термического улучшения стали, применяется довольно часто.

При быстром остывании стали, нагретой до температуры, превосходящей температуру фазового превращения, сталь закаливается. Для закалки необходимо, чтобы скорость остывания была выше скорости превращения фаз. Из переохлажденного аустенита, имеющего углерод в твердом растворе, образуется или бейнит, или мартенсит. Углерода при быстром охлаждении выделяется очень немного, и успевает появиться только первая часть фазового превращения — замена решетки аустенита решеткой феррита; в результате получается структура феррита, пересыщенная углеродом, называемая мартенситом. Такая структура оказывается неустойчивой, причем углерод стремится выделиться. Структуры, образующиеся после закалки, придают стали высокую прочность. Однако пластичность ее снижается, а склонность к хрупкому разрушению повышается. Для регулирования механических свойств закаленной стали и образования желаемой структуры производится ее отпуск, т. е. нагрев до температуры, при которой происходит желательное структурное превращение, выдержка при этой температуре в течение необходимого времени и затем медленное остывание. По мере нагрева стали при достаточно высоких температурах отпуска (600—680 °С) образуется структура, представляющая собой мелкозернистую ферритовую основу, в которой распределены мелкие карбиды. Такая структура называется сорбитом отпуска. Она обладает оптимальным сочетанием прочностных и пластических характеристик, высокой стойкостью против хрупкого разрушения и минимальным разупрочнением при сварке. Производить отпуск при температурах, превышающих 723 °С, нет смысла, так как при этом наступает полная или частичная перекристаллизация стали и эффект термической обработки снижается.

Старение. При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна, но все же в небольшом количестве он остается. При благоприятных обстоятельствах углерод выделяется и располагается между зернами феррита, а также группируется у различных дефектов кристаллической решетки. Это приводит к повышению предела текучести и временного сопротивления и к уменьшению

пластичности и сопротивления хрупкому разрушению. Наряду с углеродом выделяются азот и карбиды других элементов, которые производят аналогичное действие. Перестройка структуры и изменение прочности и пластичности происходят в течение достаточно длительного времени, поэтому такое явление называется старением.

Старению способствуют: а) механические воздействия и особенно развитие пластических деформаций (механическое старение); б) температурные колебания, приводящие к изменению растворимости и скорости диффузии компонентов и поэтому их выделению (физико-химическое старение, дисперсионное твердение). Невысоким нагревом (до 150—200°С) можно резко усилить процесс старения.

При пластическом деформировании и последующем небольшом нагреве интенсивность старения резко повышается (искусственное старение). Поскольку старение понижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, оно рассматривается как явление отрицательное. Наиболее подвержены старению стали, загрязненные и насыщенные газами, например кипящая сталь.

Сталь, применяемая в металлических конструкциях, производится двумя **способами:** в мартеновских печах и конвертерах с поддувкой кислородом сверху. Стали мартеновского и кислородно-конвертерного производства по своему качеству и механическим свойствам практически одинаковы. Однако производство кислородно-конвертерной стали проще и дешевле.

По степени раскисления стали могут быть **кипящими, полуспокойными, спокойными.**

Нераскисленные стали кипят при разливке в изложницы вследствие выделения газов: такая сталь носит название кипящей и оказывается более засоренной газами и менее однородной.

Механические свойства несколько изменяются по длине слитка ввиду неравномерного распределения химических элементов. Особенно это относится к головной части, которая получается наиболее рыхлой (вследствие усадки и наибольшего насыщения газами), и в ней происходит наибольшая ликвация вредных примесей и углерода. Поэтому от слитка отрезают дефектную головную часть, составляющую примерно 5 % массы слитка. Кипящие стали, имея достаточно хорошие показатели по пределу текучести и временному сопротивлению, хуже сопротивляются хрупкому разрушению и старению.

Чтобы повысить качество малоуглеродистой стали, ее раскисляют добавками кремния от 0,12 до 0,3 % или алюминия до 0,1 %; кремний (или алюминий), соединяясь с растворенным кислородом, уменьшает его вредное влияние. При соединении с кислородом раскислители образуют в мелкодисперсной фазе силикаты и алюминаты, которые увеличивают число очагов кристаллизации и способствуют образованию мелкозернистой структуры стали, что ведет к повышению ее качества и механических свойств. Раскисленные стали не кипят при разливке в изложницы, поэтому их называют спокойными. От головной части слитка спокойной стали отрезают часть, составляющую примерно 15 %. Спокойная сталь более однородна, лучше сваривается, лучше сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Спокойные стали применяются при изготовлении ответственных конструкций, подвергающихся статическим и динамическим воздействиям.

Однако спокойные стали примерно на 12 % дороже кипящих, что заставляет ограничивать их применение и переходить, когда это выгодно по технико-экономическим соображениям, на изготовление конструкций из полуспокойной стали.

Полуспокойная сталь по качеству является промежуточной между кипящей и спокойной. Она раскисляется меньшим количеством кремния — в размере 0,05—0,15 % (редко алюминием). От головной части слитка отрезается меньшая часть, равная примерно 8 % массы слитка. По стоимости полуспокойные стали также занимают промежуточное положение.

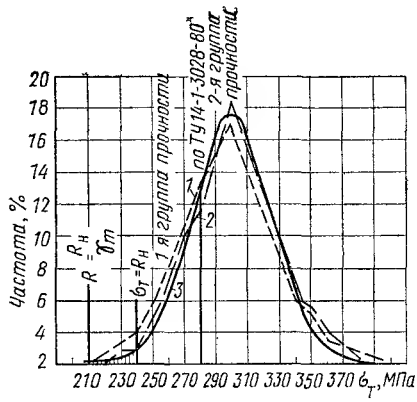


Рис. 2.3. Статистические кривые распределения предела текучести стали марки Ст3 *1, 2* — по данным разных заводов; *3* — теоретическая кривая Гаусса $y = 15{,}96^{-x^2/73{,}5}$

При прокате происходят обжатие металла, размельчение зерен и различное их ориентирование вдоль и поперек проката, что сказывается на механических свойствах металла. На свойства металла влияют также температура прокатки и последующее остывание. При окончании прокатки при заниженной температуре металл наклепывается. Это приводит к повышению временного сопротивления и предела текучести, но снижает пластические свойства и ударную вязкость. При увеличении толщины проката механические свойства снижаются, поэтому в ГОСТ и ТУ на металл они устанавливаются в зависимости от толщины проката.

При столь многообразных факторах, влияющих на прочность стали, вполне естественно, что показатели прочности имеют определенное рассеивание. Представление об изменчивости показателей качества стали дают статистические кривые распределения (в процентах) различных ее характеристик. На рис. 2.3 приведены кривые распределения предела текучести для стали Ст3, построенные по статистическим данным, и огибающая теоретическая кривая. Имея достаточно большое число наблюдений и пользуясь методами математической статистики, определяют вероятность появления того или иного значения характеристики (механических свойств металла).

На основании полученных статистических данных устанавливаются браковочные значения механических свойств металла, имеющие обеспеченность не ниже 95 %, которые принимаются в соответствующих стандартах и по которым производится отбраковка металла на металлургических заводах.

Малоуглеродистые стали обычной прочности. Из группы малоуглеродистых сталей обыкновенного качества, производимых металлургической промышленностью по ГОСТ 380—71, с изм., для строительных металлоконструкций применяется сталь марок Ст3 и Ст3Гпс.

Сталь марки Ст3 производится кипящей, полуспокойной и спокойной. Малоуглеродистые стали хорошо свариваются. В зависимости от назначения сталь поставляется по следующим трем группам:

А — по механическим свойствам;

Б — по химическому составу;

В — по механическим свойствам и химическому составу.

Поскольку для несущих строительных конструкций необходимо обеспечить прочность и свариваемость, а также надлежащее сопротивление хрупкому разрушению и динамическим воздействиям, сталь для этих конструкций заказывается по группе В, т. е. с гарантией механических свойств и химического состава.

Сталь марки Ст3 содержит углерода 0,14—0,22 %, марганца в кипящей стали — 0,3—0,6 %, в полуспокойной и спокойной — 0,4—0,65 %, кремния в кипящей стали от следов — до 0,07 %, в полуспокойной — 0,05—0,17 %, в спокойной —0,12—0,3 %. Сталь марки Ст3Гпс с повышенным содержанием марганца имеет углерода 0,14—0,22 %, марганца 0,8—1,1, %, кремния до 0,15 %.

В зависимости от вида конструкций и условий их эксплуатации к стали, из которой они изготавливаются, предъявляются те или другие требования по ГОСТ 380—71 (с изм.). Углеродистая сталь разделена на шесть категорий. Для всех категорий стали марок ВСт3 и ВСт3Гпс требуется, чтобы при поставке гарантировались химический состав, вре-

менное сопротивление, предел текучести, относительное удлинение, изгиб в холодном состоянии. Требования ударной вязкости для каждой категории различны (табл. 2.2).

Кипящая сталь изготовляется по 2-й категории — ВСт3кп2, полуспокойная — по 6-й категории — ВСт3пс6, спокойная и полуспокойная с повышенным содержанием марганца — по 5-й категории — ВСт3сп5 и ВСт3Гпс5.

Маркировка стали согласно ГОСТ 380—71 (с изм.): вначале ставится соответствующее буквенное обозначение группы поставки, затем марки, далее степень раскисления и в конце категория, например обозначение ВСт3пс6.

Таблица 2.2. **Категории стали в зависимости от ударной вязкости**

Категория стали	Проведение испытаний на ударную вязкость		
	при температуре, °С		после механического старения
	+20	−20	
2	—	—	—
3	+	—	—
4	—	+	—
5	—	+	+
6	—	—	+

ГОСТ 23570—79 «Прокат из стали углеродистой свариваемой для строительных металлических конструкций» ограничивает содержание азота, мышьяка, устанавливает более строгий контроль механических свойств.

В обозначение марки стали по ГОСТ 23570—79 входят содержание углерода в сотых долях процента, степень раскисления и при повышенном содержании марганца буква Г. Прокат изготовляют из сталей 18кп, 18пс, 18сп, 18Гпс и 18Гсп. По сравнению с ГОСТ 380—71 (с изм.) несколько повышены прочностные характеристики проката.

Значительная часть проката имеет механические свойства $\sigma_т$, $\sigma_в$ выше установленных ГОСТ 380—71 (с изм.). Институтом электросварки им. Е. О. Патона в целях экономии металла прокат из углеродистой стали марок Ст3, Ст3Гпс и низколегированной стали марок 09Г2 и 09Г2С предложено дифференцировать по прочности на 2 группы с минимальными и повышенными показателями прочности, так, для стали ВСт3 1-й группы принято $\sigma_т$=250—260 МПа, а для 2-й группы $\sigma_т$=280—290 МПа (см. рис. 2.3), временное сопротивление отрыву $\sigma_в$ повышено на 20—30 МПа. Прокат из такой стали поставляется по ТУ 14-1-3023-80 «Прокат листовой, широкополосный универсальный и фасонный из углеродистой и низколегированной стали с гарантированным уровнем механических свойств, дифференцированным по группам прочности».

Стали повышенной прочности. Сталь повышенной прочности можно получить как термической обработкой малоуглеродистой стали, так и легированием.

Малоуглеродистая термически обработанная сталь марки ВстТ поставляется по ГОСТ 14637—79. Эта сталь получается термической обработкой стали Ст3 кипящих, полуспокойных и спокойных плавок. Для металлических конструкций рекомендуются стали полуспокойной и спокойной плавок; стали кипящие как весьма неоднородные не рекомендуются.

Сталь марки ВСтТпс имеет предел текучести 295 МПа, временное сопротивление 430 МПа. Показатели ударной вязкости этой стали выше, чем показатели стали Ст3 (0,35 МДж/м^2 при температуре —40 °С).

Повышенная прочность низколегированных сталей получается введением марганца, кремния, хрома, никеля, меди, ванадия. При этом некоторые марки стали подвергаются термическому упрочнению. Подбор легирующих элементов обеспечивает хорошую свариваемость. Прокат из этих сталей поставляется по ГОСТ 19281—73 «Сталь низколегированная сортовая и фасонная», по ГОСТ 19282—73 «Сталь низколегированная толстолистовая и широкополосная универсальная» и различным техническим условиям.

В зависимости от нормируемых свойств (химического состава, временного сопротивления, предела текучести, ударной вязкости при раз-

ных температурах и после механического старения) согласно ГОСТу эти стали подразделяются на 15 категорий.

Основные марки сталей повышенной прочности приведены в табл. 2.1.

За счет более высоких прочностных характеристик применение сталей повышенной прочности приводит к экономии металла до 20—25 %.

Сталь высокой прочности. Прокат из стали с пределом текучести 440 МПа и временным сопротивлением 590 МПа и выше получают путем легирования и термической обработки (см. табл. 2.1).

При сварке термообработанных сталей вследствие неравномерного нагрева и быстрого охлаждения в разных зонах сварного соединения происходят различные структурные превращения. На одних участках образуются закалочные структуры, обладающие повышенной прочностью и хрупкостью (жесткие прослойки), на других металл подвергается высокому отпуску и имеет пониженную прочность и высокую пластичность (мягкие прослойки).

Разупрочнение стали в околошовной зоне может достигать 5—30 %, что необходимо учитывать при проектировании сварных конструкций из термообработанных сталей.

Введение в состав стали некоторых карбидообразующих элементов (молибден, ванадий) снижает эффект разупрочнения.

Применение сталей высокой прочности приводит к экономии металла на 25—30 % по сравнению с конструкциями из малоуглеродистых сталей и особенно целесообразно в большепролетных и тяжело нагруженных конструкциях.

Атмосферостойкие стали. Для повышения коррозионной стойкости металлических конструкций применяют низколегированные стали, содержащие в небольшом количестве (доли процента) такие элементы, как хром, никель и медь.

В конструкциях, подвергающихся атмосферным воздействиям, весьма эффективны стали с добавкой фосфора (например, стали 10ХНДП и 10ХДП). На поверхности таких сталей образуется тонкая окисная пленка, обладающая достаточной прочностью и защищающая металл от развития коррозии. Однако свариваемость стали при наличии фосфора ухудшается. Кроме того, в прокате больших толщин металл обладает пониженной хладостойкостью, поэтому применение сталей 10ХНДП и 10ХДП рекомендуется при толщинах не более 16 мм. В больших (12—50 мм) толщинах следует применять сталь 12ХГДАФ.

В конструкциях, совмещающих несущие и ограждающие функции (например, мембранные покрытия), широко применяется тонколистовой прокат. Для повышения долговечности таких конструкций целесообразно применение нержавеющей хромистой стали марки 0Х18Т1Ф2, не содержащей никеля. Механические свойства стали 0Х18Т1Ф2: $\sigma_в = 500$ МПа, $\sigma_т = 360$ МПа, $\delta_5 \geqslant 33$ %. В больших толщинах прокат из хромистых сталей обладает повышенной хрупкостью, однако свойства тонколистового проката (особенно толщиной до 2 мм) позволяют применять его в конструкции при расчетных температурах до —40 °С.

Выбор марок сталей для строительных металлических конструкций. Марку стали выбирают на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом СНиП II-23-81. В целях упрощения заказа металла при выборе марки стали следует стремиться к большей унификации конструкций, сокращению количества марок и профилей. Выбор марки стали для строительных конструкций зависит от следующих параметров, влияющих на работу материала:

температуры среды, в которой монтируется и эксплуатируется конструкция; этот фактор учитывает повышенную опасность хрупкого разрушения при пониженных температурах;

характера нагружения, определяющего особенность работы материала и конструкций при динамической, вибрационной и переменной нагрузках;

вида напряженного состояния (одноосное сжатие или растяжение,

плоское или объемное напряженное состояние) и уровня возникающих напряжений (сильно или слабо нагруженные элементы);

способа соединения элементов, определяющего уровень собственных напряжений, степень концентрации напряжений и свойства материала в зоне соединения;

толщины проката, применяемого в элементах. Этот фактор учитывает изменение свойств стали с увеличением толщины.

В зависимости от условий работы материала все виды конструкций разделены на четыре группы в соответствии со СНиП II-23-81.

К **первой** группе отнесены сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (например, подкрановые балки, балки рабочих площадок или элементы эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, фасонки ферм и т. д.). Напряженное состояние таких конструкций характеризуется высоким уровнем и большой частотой загружения.

Конструкции первой группы работают в наиболее сложных условиях, способствующих возможности их хрупкого или усталостного разрушения, поэтому к свойствам сталей для этих конструкций предъявляются наиболее высокие требования.

Ко **второй** группе относятся сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при воздействии одноосного и однозначного двухосного поля растягивающих напряжений (например, фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции первой группы при отсутствии сварных соединений.

Общим для конструкций этой группы является повышенная опасность хрупкого разрушения, связанная с наличием поля растягивающих напряжений. Вероятность усталостного разрушения здесь меньше, чем для конструкций первой группы.

К **третьей** группе отнесены сварные конструкции, работающие при преимущественном воздействии сжимающих напряжений (например, колонны, стойки, опоры под оборудование и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы), а также конструкции второй группы при отсутствии сварных соединений.

В **четвертую** группу включены вспомогательные конструкции и элементы (связи, элементы фахверка, лестницы, ограждения и т. п.), а также конструкции третьей группы при отсутствии сварных соединений.

Если для конструкций третьей и четвертой групп достаточно ограничиться требованиями к прочности при статических нагрузках, то для конструкций первой и второй групп важным является оценка сопротивления стали динамическим воздействиям и хрупкому разрушению.

В материалах для сварных конструкций обязательно следует оценивать свариваемость. Требования к элементам конструкций, не имеющих сварных соединений, могут быть снижены, так как отсутствие полей сварочных напряжений, более низкая концентрация напряжений и другие факторы улучшают их работу.

В пределах каждой группы конструкций в зависимости от температуры эксплуатации к сталям предъявляются требования по ударной вязкости при различных температурах.

В СНиП II-23-81 содержится перечень марок сталей в зависимости от группы конструкций и климатического района строительства.

Окончательный выбор марки стали в пределах каждой группы должен выполняться на основании сравнения технико-экономических показателей (расхода стали и стоимости конструкций), а также с учетом заказа металла и технологических возможностей завода-изготовителя. В составных конструкциях (например, составных балках, фермах и т. п.) экономически целесообразно применение двух марок стали — более высокой прочности для сильно нагруженных элементов (пояса ферм, балок) и меньшей прочности для слабо нагруженных элементов (решетка ферм, стенки балок).

2. Алюминиевые сплавы

Алюминий по своим свойствам существенно отличается от стали. Плотность его $\rho = 2{,}7$ т/м^3, т. е. почти в три раза меньше плотности стали. Модуль продольной упругости алюминия $E = 71\,000$ МПа, модуль сдвига $G = 27\,000$ МПа, что примерно в три раза меньше, чем модуль продольной упругости и модуль сдвига стали. Алюминий не имеет площадки текучести; прямая упругих деформаций непосредственно переходит в кривую упругопластических деформаций (рис. 2.4). Алюминий очень пластичен; удлинение при разрыве достигает 40...50 %, но прочность его весьма низка $\sigma_в = 60...70$ МПа, а условный предел текучести $\sigma_{0,2} = 20...30$ МПа. Чистый алюминий быстро покрывается очень прочной окисной пленкой, препятствующей дальнейшему развитию коррозии.

Вследствие весьма низкой прочности технически чистый алюминий в строительных конструкциях применяется весьма редко. Значительное увеличение прочности алюминия достигается путем легирования его магнием, марганцем, медью, кремнием, цинком и некоторыми другими элементами.

Временное сопротивление легированного алюминия (алюминиевых сплавов) в зависимости от состава легирующих добавок в 2—5 раз выше, чем технически чистого; однако относительное удлинение при этом соответственно в 2—3 раза ниже. С повышением температуры прочность алюминия снижается и при температуре свыше 300 °С близка к нулю (рис. 2.5).

Особенностью ряда многокомпонентных сплавов Al—Mg—Si; Al—Cu—Mg; Al—Mg—Zn) является их способность к дальнейшему увеличению прочности в процессе старения после термической обработки; такие сплавы называются **термически упрочняемыми.**

Временное сопротивление некоторых высокопрочных сплавов (системы Al—Mg—Zn) после термической обработки и искусственного старения превышает 400 МПа; относительное удлинение при этом составляет всего 5—10 %. Термическая обработка сплавов двойной композиции (Al—Mg, Al—Mn) к упрочнению не приводит; такие сплавы получили название **термически неупрочняемые.**

Повышение предела текучести $\sigma_{0,2}$ изделий из этих сплавов в 1,5—2 раза может быть достигнуто холодной деформацией (нагартовкой), относительное удлинение при этом также существенно снижается. Следует отметить, что показатели всех основных физических свойств сплавов вне зависимости от состава легирующих элементов и состояния (состаренное, нагартованное) практически не отличаются от таковых для чистого алюминия.

Коррозионная стойкость сплавов зависит от состава легирующих добавок, состояния поставки и степени агрессивности внешней среды.

Полуфабрикаты из алюминиевых сплавов (листы, профили, трубы и т. п.) поставляются с заводов в соответствии с установленными стандартами. Состояние поставки указывается в обозначении после марки сплава: ГП — горячекатаное; М — мягкое (отожженное); Н — нагартованное; 1/2Н — полунагартованное для листов или П — то же, для профилей и труб; Т — закаленное и естественно состаренное в течение 3—6 сут при комнатной температуре; Т1 — закаленное и искусственно состаренное в течение нескольких часов при повышенной температуре; Т5 — не полностью закаленное и искусственно состаренное.

Из большого числа марок алюминия к применению в строительстве рекомендуется всего шесть, некоторые из которых в нескольких состояниях поставки:

термически неупрочняемые сплавы: АД1М и АМцМ (листы); АМг2М и АМг21/2Н (листы); АМг2М (трубы);

термически упрочняемые сплавы: АД31Т (профили и трубы); АД31Т1 и АД31Т5 (профили); 1915ГП и 1915Т (профили и трубы); 1925ГП и 1925Т (профили и трубы).

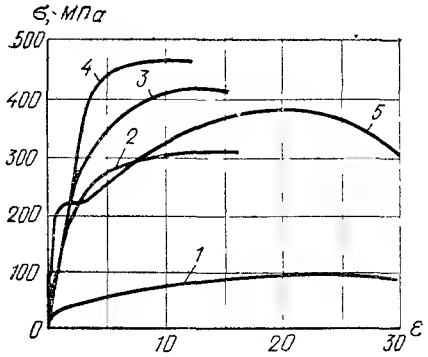


Рис. 2.4. Диаграммы растяжения алюминиевых сплавов
1 — чистый алюминий, *2* — АМг6, *3* — АВ-Т4, *4* — Д16-Т, *5* — сталь марки Ст3

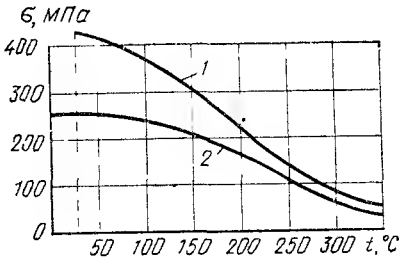


Рис. 2.5. Механические характеристики сплава Д16Т при изменении температуры
1 — предел прочности, *2* — предел текучести

Все указанные выше сплавы, за исключением сплава 1925Т, который используется только для клепаных конструкций, хорошо свариваются.

Конструкции из алюминия благодаря малой массе, стойкости против коррозии, хладостойкости, антимагнитности, отсутствию искрообразования, долговечности и хорошему виду имеют перспективу применения во многих областях строительства. Однако из-за высокой стоимости алюминиевых сплавов применение их в строительных конструкциях ограничено.

§ 2. РАБОТА СТАЛИ ПОД НАГРУЗКОЙ

1. Работа стали при статической нагрузке. Как было сказано, сталь в основном состоит из феррита с включением перлита (см. рис. 2.2, *а*). Зерна перлита значительно прочнее ферритовой основы. Эти две разные по прочностным, упругим и пластическим показателям составляющие и определяют работу углеродистой стали под нагрузкой.

Работа монокристалла железа. Теоретические и экспериментальные исследования показывают, что сдвинуть одну часть монокристалла железа по другой значительно легче, чем оторвать. Поэтому пластические деформации в зернах железа протекают путем сдвига (рис. 2.6). На основе экспериментальных исследований установлено, что сдвиг происходит по плоскостям, наиболее густо усеянным атомами (заштриховано на рис. 2.1, *б*) по направлению большой диагонали.

Зная силы сцепления атомов, можно теоретически определить усилие, необходимое для сдвига одной части кристалла по другой. Однако реальная прочность кристаллов в сотни раз меньше теоретической.

Расхождение между теоретической и реальной прочностью объясняется несовершенствами (дефектами) кристаллической структуры.

Различают четыре вида дефектов кристаллической решетки: точечные (рис. 2.7), линейные (рис. 2.8), поверхностные и объемные.

Точечные дефекты:

отсутствие атома в узле решетки (вакансия) — см. рис 2.7, *а*; наличие инородного атома в узле решетки (рис. 2 7, *б*), например, замещение основного атома в узле атомом легирующего элемента; расположение атома вне узла решетки (межузельный или внедренный атом) — см. рис. 2 7, *в*.

Линейные дефекты.

краевые (см рис. 2 8, *а*) и винтовые (см. рис. 2.8, *б*) дислокации.

Поверхностные дефекты:

границы зерен, двойниковые прослойки и т. д.

Объемные дефекты

поры, инородные включения.

В окрестностях дефектов кристаллическая структура искажается и создаются поля внутренних упругих напряжений.

2.6
2.7
2.8

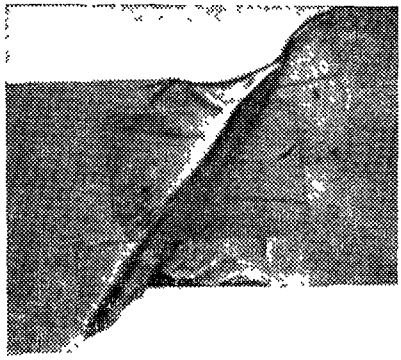


Рис. 2.6 Сдвиг одной части монокристалла железа по другой

Рис. 2.7. Дефекты атомной решетки

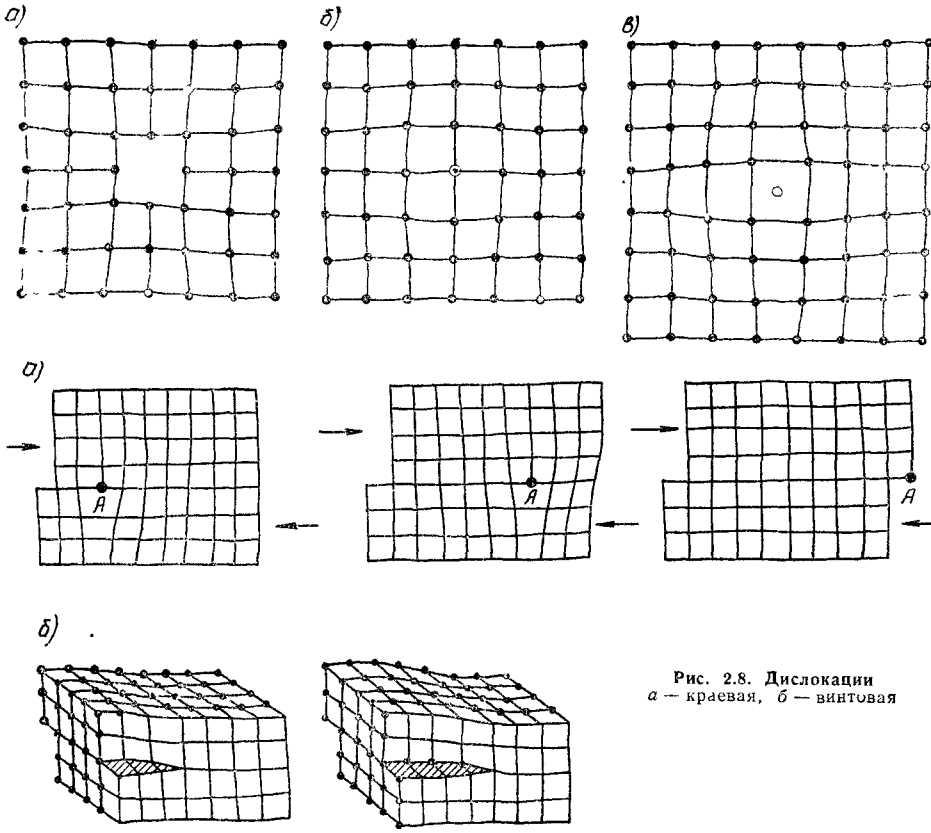


Рис. 2.8. Дислокации
а — краевая, *б* — винтовая

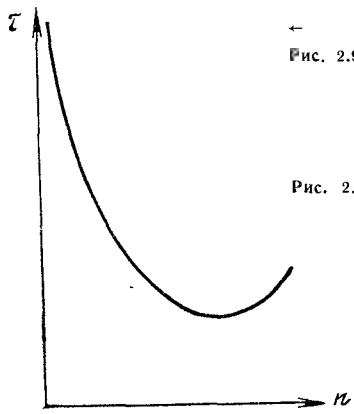


Рис. 2.9 Связь между числом дислокаций *n* и напряжением сдвига τ

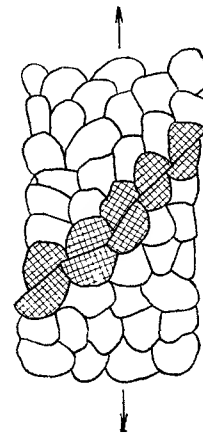


Рис. 2.10. Схема сдвига одной части поликристалла по другой

Если при сдвиге одной части идеального кристалла по другой необходимо преодолеть силы межатомного сцепления между всеми атомами по плоскости скольжения, то в кристалле с нарушенной структурой перемещение происходит за счет смещения отдельных групп атомов (см. рис. 2.8, *а*) и требуемое усилие значительно меньше.

Прочность монокристалла зависит от плотности дислокаций (количество дислокаций на единицу объема) — рис. 2.9. С увеличением числа дислокаций прочность кристалла (зерна) падает. При дальнейшем увеличении числа дислокаций возникают препятствия для их перемещения и прочность увеличивается.

Для повышения прочности материалов можно идти по двум направлениям: первое — уменьшение числа дефектов кристаллической структуры и приближение к идеальной структуре; второе — направленное изменение кристаллической решетки и повышение плотности дислокаций, например с помощью легирования, предварительной пластической деформации и т. д.

Работа поликристалла железа. Пластическое течение поликристалла железа происходит под воздействием касательных напряжений путем сдвига по отдельным зернам — кристаллам (рис. 2.10). В железе каждое из зерен имеет разное ориентирование кристаллической решетки, что затрудняет общий сдвиг одной части образца по другой. Затруднение сдвигу создают и границы зерен, где атомная решетка искажена и имеются отложения разных включений. Поэтому сопротивление пластическим деформациям у железа, состоящего из большого числа зерен, выше, чем у отдельного монокристалла (зерна). Хаотичное ориентирование громадного количества зерен приводит к тому, что в упругой стадии такой материал работает как изотропный (однородный во всех направлениях). При переходе же материала в пластическое состояние при хаотичном расположении зерен всегда находятся плоскости, по которым действуют наибольшие касательные напряжения и большинство зерен на которых расположено благоприятно для сдвига. По этим отдельным плоскостям и происходит наиболее интенсивное пластическое течение. Между плоскостями интенсивного течения материал находится или в упругом состоянии, или слабо затронут пластичностью.

Работа стали. Большое препятствие образованию сдвигов в зернах феррита создают в стали более прочные зерна перлита (см. рис. 2.2), поэтому прочность стали значительно выше прочности чистого железа.

Работу, например, углеродистой стали Ст3 при растяжении (в зависимости от ее структуры) можно представить в следующем виде (рис. 2.11, кривая *в*). В первой стадии до предела пропорциональности $\sigma_{пц}$ происходят упругие деформации, пропорциональные действующим напряжениям, — это стадия упругой работы. Деформации удлинения в этой стадии материала происходят только в результате упруговозвратимого искажения атомной решетки. Поэтому после снятия нагрузки образец (изделие) принимает первоначальные размеры.

При дальнейшем увеличении нагрузки дислокации начинают скапливаться около границ зерен феррита, что способствует появлению отдельных сдвигов в зернах феррита; пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается — деформации начинают расти быстрее напряжений (участок между $\sigma_{пц}$ и $\sigma_т$). Последующее увеличение напряжений способствует увеличению количества и развитию линий сдвига в зернах феррита, которые приводят к развитию больших деформаций изделия (образца) при постоянных напряжениях — к образованию *площадки текучести*. Этой стадии пластического течения отвечают напряжения предела текучести. Протяженность площадки текучести у стали марок Ст3 и других малоуглеродистых и некоторых низколегированных сталей составляет примерно 1,5—2 %. Развитие деформаций происходит в результате упругого деформирования и больших необратимых сдвигов по плоскостям скольжения зерен феррита. Поэтому после снятия нагрузки упругая часть деформаций возвращается (линия разгрузки идет параллельно линии нагрузки), а необратимая остается, приводя к *остаточным деформациям*. Дальнейшее развитие деформаций изделия (образца) затрудняется более прочными и

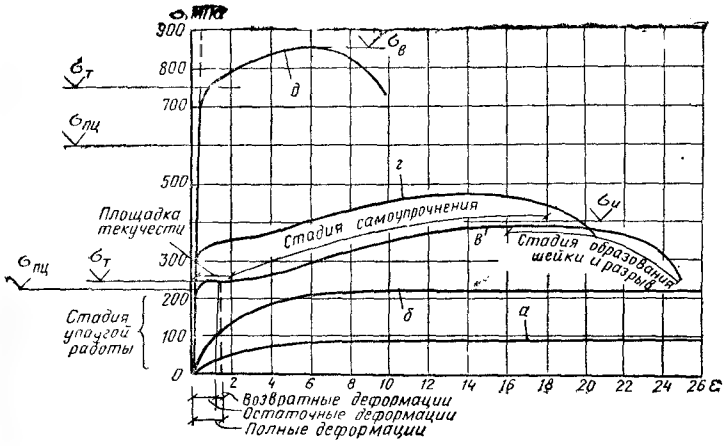


Рис. 2.11. Диаграмма растяжения стали и образование шейки в образце

а — монокристалл железа; *б* — поликристалл железа; *в* — сталь обычной прочности (типа ВСт3); *г* — сталь повышенной прочности (типа 09Г2С; 10ХСНД); *д* — сталь высокой прочности (типа 16Г2АФ, 12Г2СМФ и др.); слева — разорванный образец из стали обычной прочности

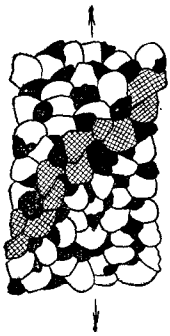


Рис. 2.12. Фрагмент микроструктуры стали в месте прохождения линии (плоскости) сдвига

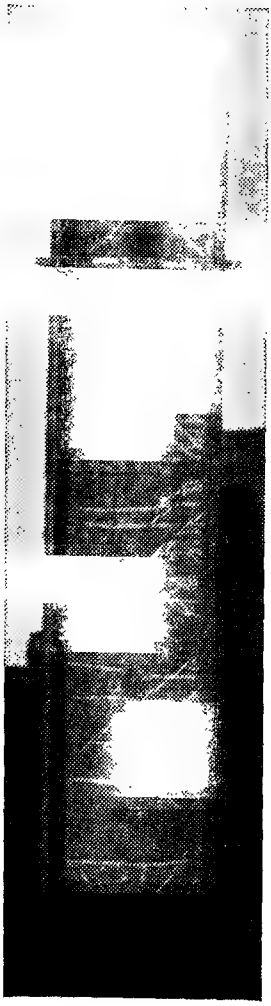
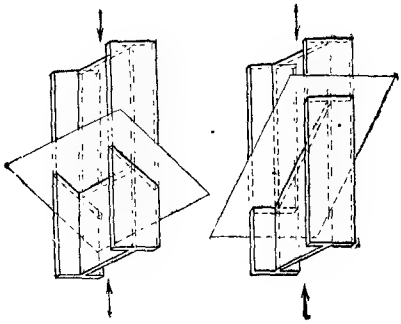


Рис. 2.13. Линии интенсивного течения

справа — линии течения в двутавре; слева — плоскости пластического течения



жесткими зернами перлита. Поэтому, чтобы образовались общие плоскости сдвига в образце, сдвиги в отдельных зернах феррита должны обтекать зерна перлита или раскалывать слабые их участки (рис. 2.12), для чего необходимо повышение напряжений. Карбиды и нитриды в сталях повышенной и высокой прочности, располагаясь в теле зерен феррита и по их стыкам, приводят к дополнительному сопротивлению сдвига по плоскостям спайности в зернах феррита и соответственно к повышению прочности стали. Стадию работы материала, в которой происходит повышение сопротивления внешним воздействиям после площадки текучести до временного сопротивления, называют *стадией самоупрочнения*. В этой стадии материал работает как упругопластический.

Во все время растяжения продольным деформациям удлинения сопутствуют поперечные деформации сужения, причем при подходе к временному сопротивлению деформации удлинения и сужения начинают концентрироваться в наиболее слабом месте, образуя шейку (см. рис. 2.11). Сечение в месте шейки интенсивно уменьшается, что приводит к повышению напряжений в месте сужения, поэтому, несмотря на то, что нагрузка на образец снижается, по месту образования шейки происходит разрыв.

Образование протяженной площадки текучести присуще только сталям, содержащим около 0,1—0,3 % углерода. При меньшем содержании углерода получается недостаточно зерен перлита для сдерживания сдвигов по зернам феррита; при большом — зерен перлита получается так много, что они полностью блокируют зерна феррита и не дают возможности развиваться по ним сдвигам. Диаграммы σ—ε деформирования стали повышенной прочности (см. рис. 2.11, кривая *г*) почти не имеют площадки текучести — после упругой работы кривая, имея скругление, переходит в стадию самоупрочнения. У ряда сталей высокой прочности, особенно у термоупрочненных, площадка текучести отсутствует. Условный предел текучести у таких сталей устанавливается по остаточному удлинению, равному 0,2 %.

Рассматривая диаграммы σ—ε, следует отметить, что основными характерными показателями работы стали на растяжение являются предел текучести, характеризующий начало развития больших деформаций, временное сопротивление, отвечающее предельной нагрузке, воспринимаемой элементом (образцом), и относительное удлинение, характеризующее пластические свойства материала. Показатели этих трех характеристик устанавливаются в стандартах на сталь.

У углеродистой стали марки Ст3 запас работы материала от предела текучести до временного сопротивления $\sigma_т/\sigma_в=0{,}6$, т. е. довольно большой, что дает возможность в широких пределах использовать пластические свойства стали. У высокопрочных сталей предел текучести близко подходит к временному сопротивлению (отношение $\sigma_т/\sigma_в \geqslant 0{,}8$), что ограничивает использование работы материала в упругопластической стадии.

В упругой области для всех прокатных сталей модуль упругости составляет $2{,}06 \cdot 10^5$ МПа. При напряжениях от предела пропорциональности $\sigma_{пц}$ до $\sigma_т$ модуль упругости уменьшается, что слабо сказывается на нарастании общих деформаций конструкций, но оказывает влияние на устойчивость сжатых элементов конструкций.

Для сталей высокой прочности пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается задолго до предела текучести (см. кривую *д* на рис. 2.11), с чем приходится считаться при решении задач устойчивости элементов конструкций. Однако у ферритоперлитовых высокопрочных сталей (16Г2АФ и др.) и улучшенных (закалка+ +высокий отпуск, например 14ГСМФР) разница между $\sigma_{пц}$ и $\sigma_т$ невелика.

Пластические деформации и переход в стадию самоупрочнения и разрыв стали при одноосном равномерно распределенном напряжении,

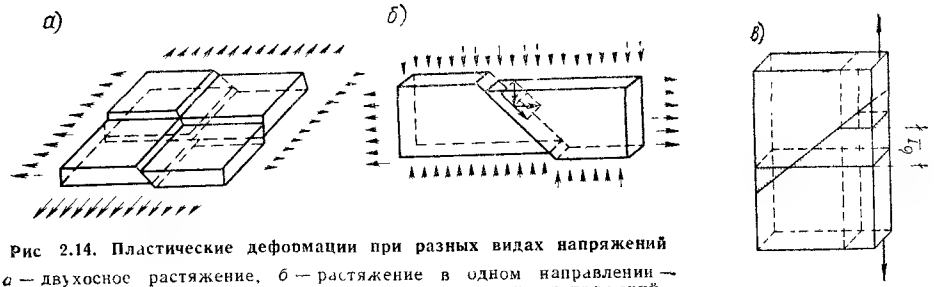


Рис 2.14. Пластические деформации при разных видах напряжений

а — двухосное растяжение, *б* — растяжение в одном направлении — сжатие в другом, *в* — неравномерное распределение напряжений

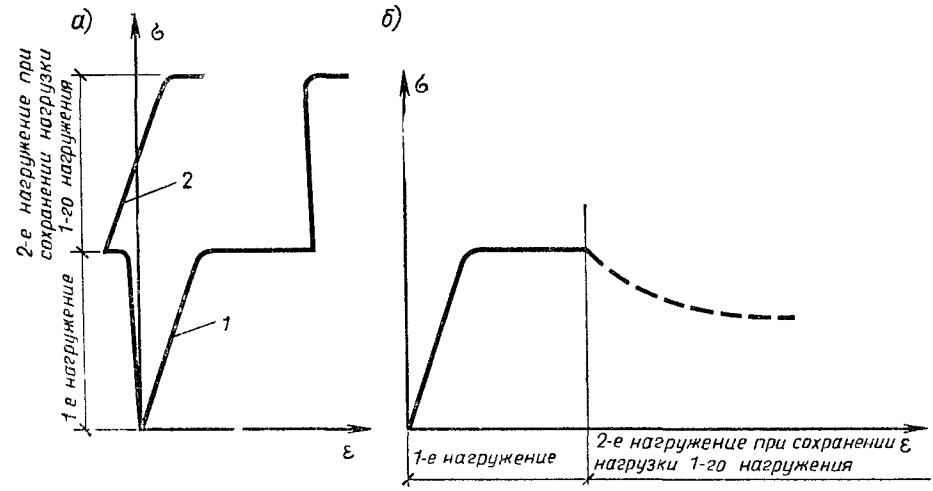


Рис 2 15 Развитие деформаций при сложном нагружении. Диаграмма σ—ε при последовательном нагружении в двух направлениях

а — напряжения одного знака; *б* — напряжения разного знака; *1* — деформации вдоль первого нагружения, *2* — то же, вдоль второго нагружения

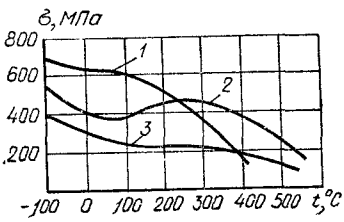


Рис. 2.16. Механические свойства малоуглеродистой стали при изменении температуры

1 — модуль продольной упругости *E*; *2* — временное сопротивление $\sigma_в$, *3* — предел текучести $\sigma_т$

как и поликристаллического железа, происходят путем сдвига. По направлению действия максимальных касательных напряжений образуются плоскости интенсивного течения металла с возникновением на поверхности линий Людерса — Чернова (рис. 2.13, *а*).

При двухосном нагружении переход металла в пластическое состояние зависит от знака и соотношения величин действующих напряжений.

Так, при однозначном двухосном простом нагружении (когда нагрузка в обоих направлениях нарастает одинаково) и равномерном распределении напряжений по сечению пластическое течение идет путем сдвига по наклонным к поверхности пластины плоскостям при таких же напряжениях, что и при одноосном нагружении (рис. 2.14, *а*).

Если напряжения имеют разные знаки (в одном направлении сжимающие, в другом — растягивающие), то пластическое течение происходит по плоскостям, перпендикулярным поверхности пластины при напряжениях, меньших, чем при одноосном нагружении.

При равных по абсолютной величине сжимающих и растягивающих напряжениях (чистый сдвиг) пластическое течение начинается при ка-

сательных напряжениях, составляющих половину от предела (рис. 2.14, *б*) текучести при одноосном растяжении (сжатии), что соответствует третьей теории прочности — теории наибольших касательных напряжений.

При неравномерном распределении напряжений общему сдвигу одной части изделия по другой препятствуют упругие зоны. Поэтому в части сечения, затронутой текучестью (рис. 2 14, *в*), пластическое течение происходит в стесненных условиях, что приводит к повышению значения $\sigma_т$. Опыт показывает, что и в этом случае соблюдается гипотеза плоских сечений.

При сложном нагружении, когда нагружение производится сначала в одном направлении, а затем в другом или когда напряжения одного направления увеличиваются (уменьшаются) непропорционально напряжениям другого направления, переход материала в пластическое состояние происходит также в соответствии с теорией касательных напряжений. Так, при нагружении пластин до предела текучести в одном направлении и последующем нагружении того же знака в другом направлении материал работает упруго до тех пор, пока и в этом, втором направлении напряжения достигнут значения $\sigma_т$ и далее он начинает течь в обоих направлениях, т. е. развитие пластических деформаций в одном направлении почти не сказывается на работе материала в другом направлении (рис. 2.15, *а*). В случае нагружения пластины до предела текучести в одном направлении, а затем другого знака в перпендикулярном направлении пластические деформации ускоряются и для их остановки напряжения первого нагружения приходится уменьшать до такого значения, при котором касательные напряжения отвечают сопротивлению материала пластическому сдвигу (рис. 2.15, *б*).

Исследования показывают, что переход материала из упругого состояния в пластическое может быть достаточно близко описан как третьей теорией — касательных напряжений, так и четвертой теорией — энергетической (см. гл. 3, § 3, п. 2).

Значения предела текучести и временного сопротивления (см. табл. 2.1) получены при +20 °С. При изменении температуры эти показатели меняются (рис. 2.16). При отрицательных температурах временное сопротивление и предел текучести существенно повышаются и сближаются между собой, пластические свойства при отрицательных температурах ухудшаются. При повышении температуры до +100, +200 °С временное сопротивление и предел текучести почти не изменяются; при +300 °С получается некоторое повышение временного сопротивления. При температурах выше 400—500 °С замечается резкое снижение $\sigma_т$ и $\sigma_в$; при 600 °С они близки к нулю и несущая способность стали практически исчерпывается.

2. Работа стали при концентрации напряжений. В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, утолщений и т. п.) происходит искривление линий силового потока и их сгущение около препятствий (рис. 2.17), что приводит к повышению напряжений в этих местах.

Отношение максимального напряжения в местах концентрации к номинальному, равномерно распределенному по ослабленному сечению, называется **коэффициентом концентрации.** Коэффициент концентрации у круглых отверстий и полукруглых выточек имеет значение 2—3. В местах острых надрезов оно выше и тем больше, чем меньше радиус кривизны надреза и чем гуще собирается в этих местах силовой поток; коэффициент концентрации в этом случае достигает значения 6—9.

Напряженное состояние изделия при наличии концентрации напряжений очень сложное, однако в основном по характеру работы металла можно установить две зоны: зону резкого перепада напряжений (зоны *2—3*, рис. 2.18, *а*) и зону с распределением напряжений, близким к равномерному (зона *1*).

Развитие пластических деформаций и разрушение при равномерном

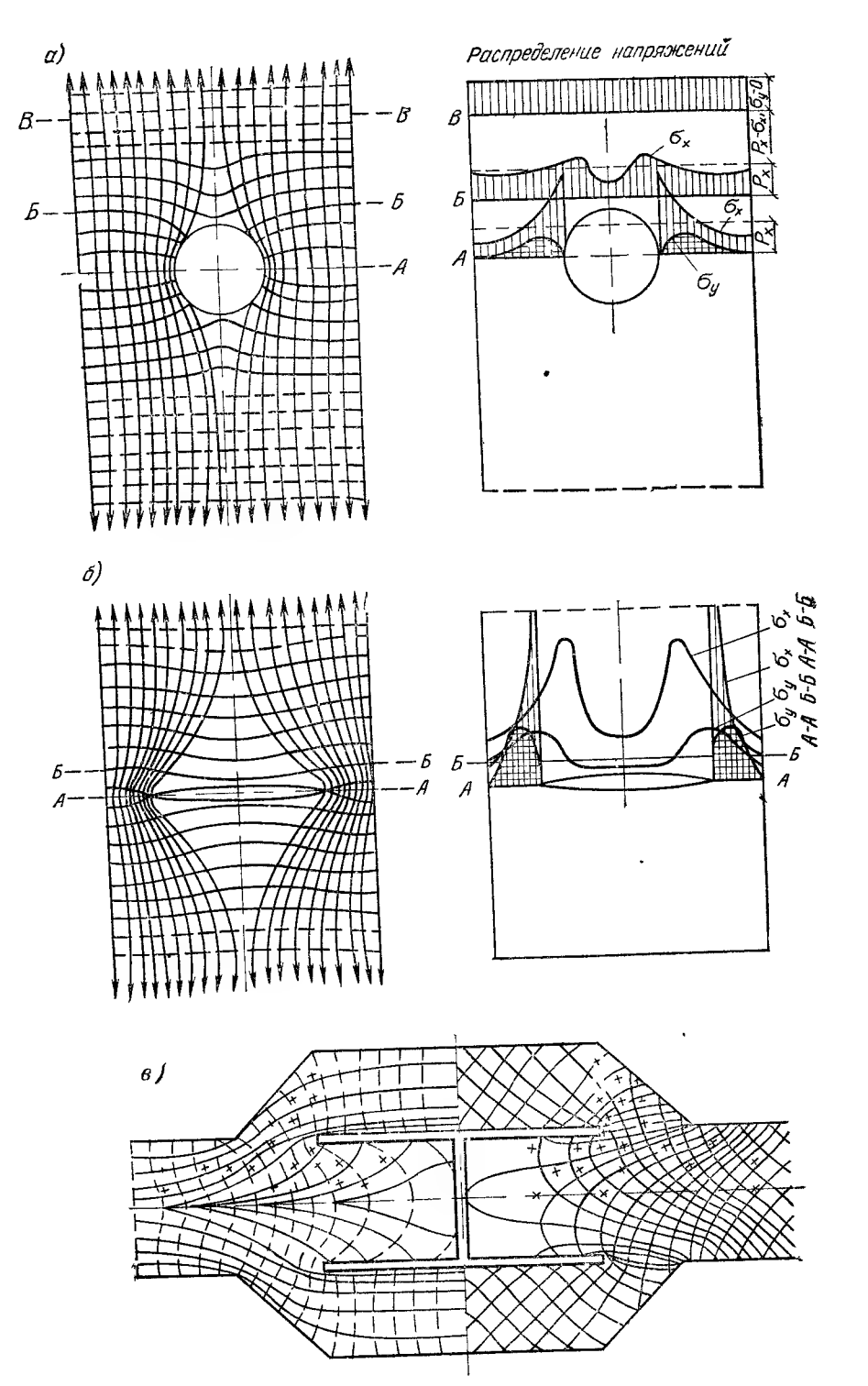
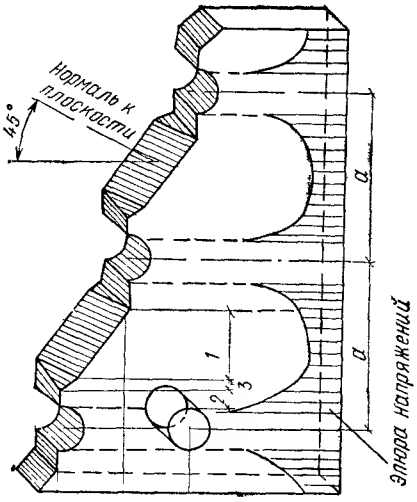


Рис. 2 17 Траектория и концентрация напряжений у мест резкого изменения формы элемента

а — около отверстий, *б* — около трещины, *в* — в сварном соединении лобовыми швами



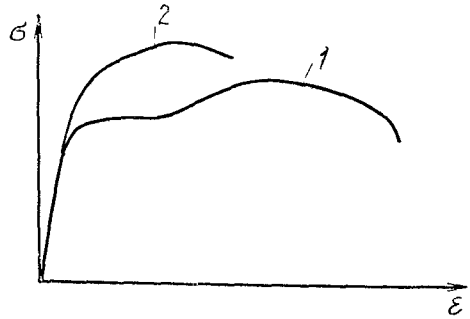


Рис. 2.18. Разрушение полосы с отверстиями (при наличии концентрации напряжений)

слева вверху — распределение напряжений; справа — вид разорванной полосы, слева внизу — диаграмма работы стали, *1* — при сдвиге, *2* — при отрыве

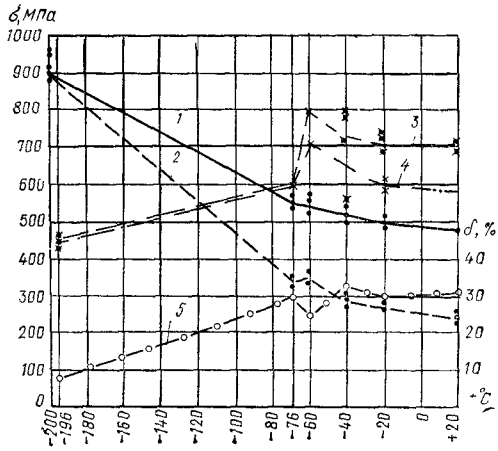


Рис. 2.19 Механические свойства стали марки Ст3 в зависимости от температуры *1* — временное сопротивление гладкого образца $\sigma_в$, *2* — то же, предел текучести $\sigma_т$, *3* — временное сопротивление образца с острым концентратором напряжений; *4* — предел текучести образца с острым концентратом напряжения, *5* — относительное удлинение δ

распределении напряжений происходят под воздействием касательных напряжений, наибольшее значение которых возникает на плоскостях, наклонных под углом 45° к действующей силе (зона *1*). При резком перепаде напряжений (зона *2*) общие сдвиговые деформации происходить не могут (из-за задержки соседними, менее напряженными участками), поэтому в этих областях металл разрушается путем отрыва по плоскостям, нормальным к действующей силе. Характерно, что соответствующий рентгенографический анализ указывает на наличие при отрыве на этих плоскостях участков с явно выраженным пластическим течением металла. Поэтому такой отрыв можно назвать техническим, а отвечающая ему прочность много ниже, чем прочность монокристалла

на отрыв, но выше, чем прочность при сдвиге. При сдвиге в упругопластической стадии развиваются большие деформации (кривая *1* на рис 2.18, *в*); при техническом отрыве пластические деформации малы; металл в этом месте ведет себя как более жесткий, а сопротивление внешним воздействиям повышается (кривая *2*). Такое поведение металла приводит к началу разрушения (возникновению трещин) у мест концентрации напряжений.

При статических нагрузках и нормальной температуре концентрация напряжений существенного влияния на несущую способность не оказывает (не учитывая некоторого повышения разрушающей нагрузки). Поэтому при расчетах элементов металлических конструкций при такого вида воздействиях их влияние на прочность не учитывается.

При понижении температуры прочность на разрыв гладких образцов повышается во всем диапазоне отрицательных температур; прочность же образцов с надрезом повышается до некоторой отрицательной температуры, а затем понижается (рис. 2.19).

При длительном воздействии нагрузки сопротивление разрушению понижается.

Испытаниями установлено, что конструкции из низколегированных, особенно термоупрочненных сталей сопротивляются разрушению лучше, чем малоуглеродистые стали.

При испытании образцов из наклепанной стали и наличии острой концентрации напряжений разрушающие напряжения получаются ниже предела текучести уже при температуре —30 °С, вследствие чего возможно хрупкое разрушение конструкций при пониженных температурах даже в обычных условиях эксплуатации. Особо неблагоприятное влияние на прочность при низких температурах оказывают ударные и другого рода динамические воздействия, а также резкое снижение температуры, носящее характер температурного удара.

3. Ударная вязкость. Склонность металла к хрупкому разрушению и чувствительность к концентрации напряжений проверяются испытанием на ударную вязкость — определением величины работы, затрачиваемой на разрушение надрезанного образца (рис. 2.20), на маятниковом копре. Ударная вязкость измеряется удельной работой, затрачиваемой на разрушение образца. В надрезанном образце напряжения распределены неравномерно, с пикой у корня надреза. Ударное действие на образец увеличивает возможность перехода металла образца в хрупкое состояние. Чтобы иметь сравнимые результаты, испытание производится на стандартных образцах с размерами, указанными на рис. 2.20. При испытании тонкого металла применяют образцы толщиной 5 мм, но при этом норма ударной вязкости обычно повышается по сравнению с ударной вязкостью стандартных образцов сечением 10×10 мм.

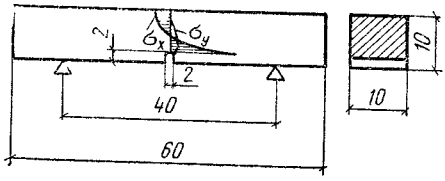
Температура, при которой происходит спад ударной вязкости (рис. 2.21), или ударная вязкость снижается ниже 0,3 МДж/м^2, принимается за **порог хладоломкости.**

Ударная вязкость особенно резко снижается у состаренного металла. Поэтому для особо ответственных конструкций ударную вязкость определяют после искусственного старения.

Браковочные значения ударной вязкости установлены в стандартах на сталь. В табл. 2.1 приведены значения ударной вязкости для основных марок строительных сталей при различных температурах.

О сопротивлении стали разрушению судят также по виду поверхности излома. Бархатистая часть излома свидетельствует о вязком изломе, фасеточная часть — о хрупком. Чем больше бархатистой части излома, тем лучше сталь сопротивляется хрупкому разрушению.

4. Работа стали и алюминиевых сплавов при повторных нагрузках. При работе материала в упругой стадии повторное загружение не отражается на работе материала, поскольку упругие деформации обратимы.



2.20
2.21
2.22

Рис. 2.20. Образец для испытания на ударную вязкость (размеры, мм)

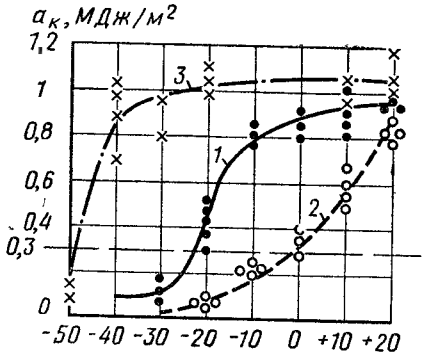
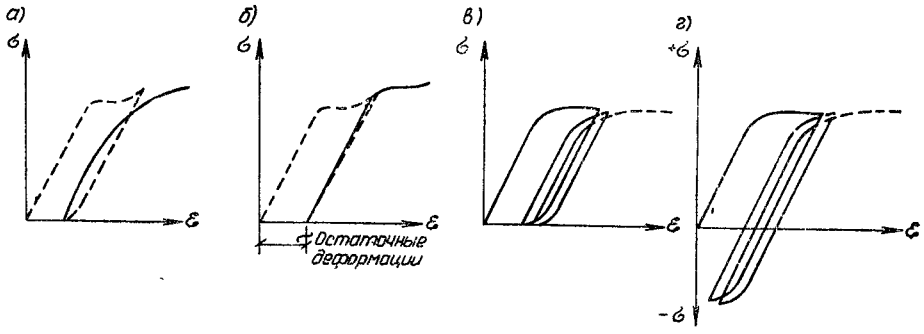


Рис. 2.21. Ударная вязкость стали

1 — Ст3сп; *2* — Ст3кп, *3* — 10Г2С1

Рис. 2.22. Диаграммы деформирования стали при повторных нагружениях

а — без перерыва; *б* — с перерывом (после отдыха); *в* — многократное однозначное, *г* — многократное разнозначное



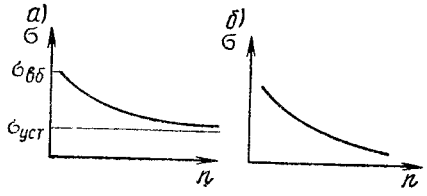
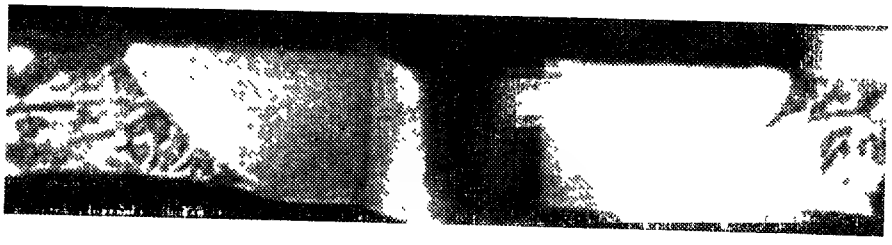


Рис. 2.23. Зависимость между числом нагружений *n* и разрушающим напряжением *а* — для стали; *б* — для алюминиевых сплавов

Рис. 2.24. Характерная поверхность усталостной трещины в образце с отверстием



При работе материала в упругопластической стадии повторная нагрузка ведет к увеличению пластических деформаций (рис. 2.22) в результате необратимых искажений структуры металла предыдущим нагружением и увеличением числа дислокаций. При достаточно большом перерыве (отдыхе) упругие свойства материала восстанавливаются и достигают пределов предыдущего цикла (рис. 2.22, *б*). Это повышение упругих свойств называется **наклепом.** Наклеп связан со старением и искажением атомной решетки кристаллов и закреплением ее в

новом деформационном положении. При повторных нагружениях в пределах наклепа материал работает как упругий, но полное удлинение уменьшается в результате необратимых остаточных деформаций, полученных при первых нагружениях, т. е. металл становится как бы более жестким.

Повышение прочности благодаря наклепу используется в алюминиевых сплавах и арматуре железобетонных конструкций; в стальных конструкциях оно не используется, поскольку наклепанная сталь получается более жесткой и склонной к хрупкому разрушению.

При многократном непрерывном нагружении возникает явление усталости металла, выражающееся в понижении его прочности, приближающейся к некоторой величине $\sigma_{уст}$, ниже которой разрушения стали не происходит (рис. 2.23, *а*). Эта величина называется пределом усталостной прочности (выносливости). Пределу выносливости стали отвечает примерно 10 млн. циклов нагрузки.

Однако уже при 2 млн. циклов усталостная прочность мало отличается от ее предела, поэтому испытания на выносливость применительно к стальным конструкциям обычно производятся на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагрузки.

Прочность алюминиевых сплавов снижается непрерывно, и такого предела, как у стали, нет (рис. 2.23, *б*). Поэтому для практических целей за условный предел выносливости принимают вибрационную прочность при $2 \cdot 10^6$ циклах нагрузки. Если фактическая нагрузка будет иметь большую повторяемость, то с этим необходимо считаться при проектировании, соответственно снижая расчетное сопротивление или применяя другой материал.

Усталостное разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций при каждом загружении и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы, что способствует разрыхлению металла в этом месте и, наконец, образованию трещины, которая, развиваясь, приводит к разрыву. При каждом нагружении деформации в поврежденном месте нарастают. Линии разгрузки не совпадают с линиями нагрузки, образуя петли гистерезиса (см. рис. 2.22, *в*, *г*). Площадь петли характеризует энергию, затраченную при каждом цикле нагрузки на образование новых несовершенств в атомной структуре и дислокаций. В начале образования трещины металл в этом месте как бы перетирается, образуя гладкие истертые поверхности, затем трещина быстро развивается и происходит отрыв изделия без перетирания. Таким образом, поверхность излома при усталостном разрушении имеет две характерные области — гладкую истертую при образовании трещины и зернистую при окончательном отрыве (рис. 2.24).

Помимо числа циклов усталостная прочность зависит от вида нагружения, который характеризуется коэффициентом **асимметрии** $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ (рис. 2.25).

Для пластин из малоуглеродистой стали марки Ст3 при однозначных циклах нагружения (при ρ от 0 до $+1$, рис. 2.26, кривая *1*) предел выносливости равен пределу текучести, при знакопеременных нагружениях он снижается, достигая 140 МПа при $\rho = -1$, составляя таким образом примерно 59 % предела текучести или 67 % расчетного сопротивления. На предел выносливости оказывает влияние и вид напряжения: при преобладании сжатия он выше, чем при преобладании растяжения (кривые *1* и *2*, рис. 2.26).

Весьма большое влияние на предел выносливости оказывает концентрация напряжений; достаточно в полосе просверлить отверстие, как предел выносливости заметно снижается (рис. 2.26, кривая *3*). Особенно резко снижается предел выносливости при большем значении коэффициента концентрации, например около начала флангового шва, где предел выносливости снижается при $\rho = -1$ до 40 МПа (рис. 2.26, кривая 7), т. е. составляет всего 17 % предела текучести или 19 % расчетного сопротивления.

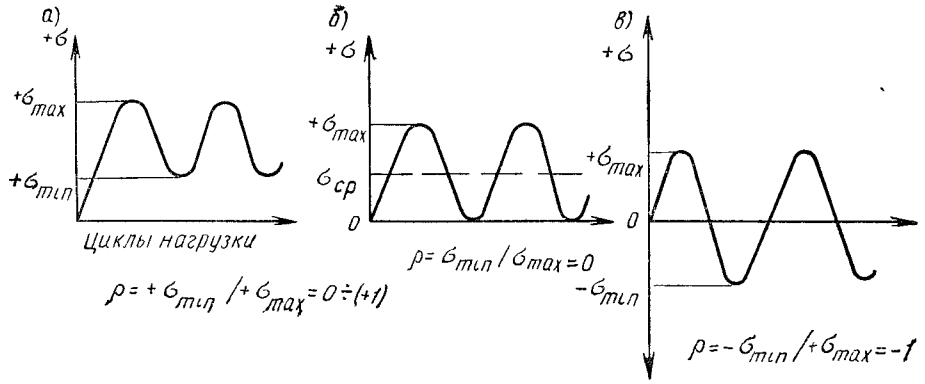


Рис. 2.25. Характеристики асимметрии напряжений

Циклы: *а* — однозначный; *б* — полный однозначный; *в* — полный разнозначный

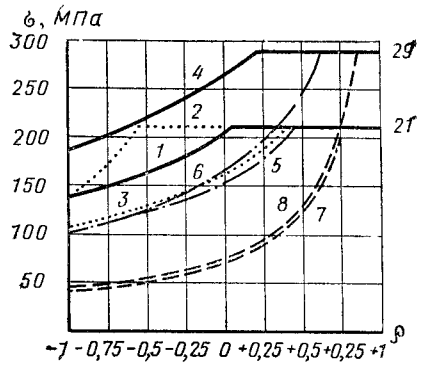


Рис. 2.26. Предел усталостной прочности для стали и соединений

1 — сталь марки Ст3сп с необработанной поверхностью, преобладает растяжение (такая же кривая для обработанного сварного соединения встык); *2* — то же, преобладает сжатие; *3* — сталь марки Ст3сп, полоса с отверстием, преобладает растяжение; *4* — то же, что и 1, но сталь с пределом текучести 340 МПа; *5* — сталь марки Ст3сп, основной металл около сварного необработанного соединения встык, преобладает растяжение; *6* — то же, сталь с пределом текучести 340 МПа; *7* — сталь марки Ст3сп, основной металл около сварного соединения фланговым швом, преобладает растяжение; *8* — то же, сталь с пределом текучести 340 МПа

Низколегированная сталь повышенной прочности с пределом текучести 340 и 400 МПа в исходном состоянии (полоса без мест концентрации напряжений) имеет предел выносливости выше, чем у стали марки Ст3сп (рис. 2.26, кривая *4*). При наличии мест с концентрацией напряжений предел выносливости этих сталей в процентном отношении снижается больше, чем у стали марки Ст3сп, и достигает по абсолютной величине таких же значений, как и у стали марки Ст3сп, при полном знакопеременном цикле и при больших значениях коэффициента концентрации (сравните кривые *7*, *8* и *5*, *6* на рис. 2.26).

Поэтому в конструкциях, воспринимающих переменные воздействия, не всегда выгодно применять стали повышенной прочности без принятия специальных мер.

Предел выносливости стали высокой прочности с пределом текучести 450—750 МПа мало отличается от предела выносливости сталей повышенной прочности. Поэтому применение таких сталей в конструкциях, в которых может проявиться усталость, по экономическим соображениям не всегда оправдано.

До недавнего времени считалось, что усталость может вызвать только очень большое число перемен нагрузки. Однако практика показывает, что усталость может проявиться и при не очень большом числе циклов нагрузки, но при достаточно больших напряжениях, т. е. будет так называемая малоцикловая усталость, например, частое наполнение и опорожнение резервуаров большой вместимости, понижение и снятие внутреннего давления в воздухонагревателях и т. п. При числе перемен нагрузок до 10 000 поверхность излома напоминает обычный излом при однократном нагружении; при большем числе циклов излом имеет характерный вид усталостного разрушения (см. рис. 2.24).

Отрицательная температура несколько повышает предел выносливости малоуглеродистых сталей.

Внутренние напряжения, вызванные сваркой, неравномерным остыванием после прокатки и другими причинами, оказывают разное влияние на металл: если внутренние напряжения вызывают дополнительное растяжение, то это вредно сказывается на пределе выносливости, если дополнительное сжатие, то это оказывает положительное действие на предел выносливости.

Повысить сопротивление усталостному разрушению конструкции можно рядом основных мероприятий:

в конструкциях, где нет концентрации напряжений или она мала, переходом от малоуглеродистой стали к стали повышенной прочности (см. рис. 2.26, кривые *1* и *4*);

в конструкциях со значительной концентрацией напряжений:

сглаживанием силового потока, переходя от конструкций с резкой концентрацией напряжений к конструкциям с более мягкой концентрацией;

снижением концентрации напряжений обработкой, например зачисткой поверхности сварного шва в стыковом соединении абразивным кругом или фрезой (сравните кривые *5* и *1*, *6* и *4* на рис. 2.26);

отводом силового потока от места острой концентрации;

предварительной вытяжкой конструкций, например обкаткой подкрановых балок краном с допустимой перегрузкой;

созданием благоприятных внутренних напряжений, например нагревом около мест концентрации напряжений с целью создания напряжений сжатия в местах концентрации;

созданием напряжений сжатия и уплотнения металла на поверхности, например дробеструйной обработкой.

5. Хрупкое разрушение. Несущая способность элементов металлических конструкций, изготавливаемых из малоуглеродистых сталей, зависит от условий нагружения и температуры эксплуатации. На рис. 2.27 приведены 3 области возможных видов разрушения — вязкое, квазихрупкое и хрупкое. Вязкое разрушение, как было сказано, определяется развитием пластических деформаций по части или всему сечению, а несущая способность элементов металлических конструкций — развитием больших перемещений (прогибов). Квазихрупкое (кажущееся хрупкое) разрушение находится как бы в промежутке между вязким и хрупким. Хрупкое разрушение определяется разрушением при малых деформациях, без ярко выраженного развития пластичности. На хрупкость стали оказывают существенное влияние в основном качество стали, старение, концентрация напряжений, температура эксплуатации, характер силового воздействия.

Загрязнение стали, включение серы и фосфора, избыточное содержание углерода способствуют увеличению ее хрупкости. Легирование и термическая обработка повышают сопротивление хрупкому разрушению. При возможности хрупкого разрушения конструкций следует применять углеродистую сталь полуспокойных и спокойных плавок.

Резкое изменение формы элемента конструкции — выточки, перегибы и т. п., резко изменяющие направление силового потока, надрезы, трещины, внутренние напряжения (остающиеся после проката и сварки), резкие перепады температуры — приводят к существенному снижению прочности и сопротивления хрупкому разрушению вследствие повышения напряжений около этих мест (см. рис. 2.21), стеснения местных деформаций и скоплений дислокаций.

Как видно из рис. 2.19, гладкие образцы с понижением температуры показывают повышающееся временное сопротивление и предел текучести (кривые *1* и *2*), а также понижение относительного удлинения (кривая *6*). При надрезе временное сопротивление и предел текучести при температуре до минус 60 °С имеют повышенное значение, которое затем резко снижается (кривые *3* и *4*). Около мест резкой концентрации напряжений развиваются повышенные деформации в виде «бабоч-

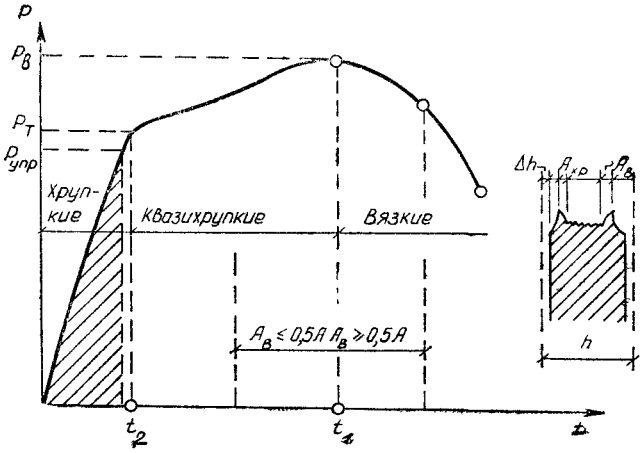


Рис. 2.27. Область возможных видов разрушений
A_B площадь сечения с изломом вязкого вида (в основном сдвигом); $A_{хр}$ — часть сечения с изломом хрупкого вида (в основном отрывом)

Рис. 2.28. Развитие повышенных деформаций («бабочкой») в месте острой концентрации напряжений

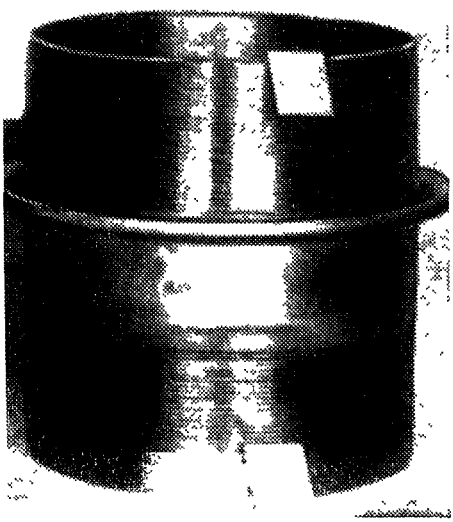


Рис. 2.29. Разрушение трубчатых образцов
слева — при температуре +20 °С; справа — при температуре −196 °С

ки» (рис. 2.28), а трещина, проходя по зернам и между ними в виде отрыва в средней части толщины образца, продвигается «ноготком».

Характерный вид разрушения показан на рис. 2.29: при положительной температуре 20 °С трубчатый образец при двухосном разнозначном напряжении не разрушился (образовался только пластический венчик, см. рис. 2.29 слева), а при температуре минус 196 °С разлетелся, как стекло (рис. 2.29 справа). Это обстоятельство должно учитываться при проектировании конструкций, предназначенных для эксплуатации при низких температурах. Ударные, многократно повторяющиеся воздействия, а также объемные напряжения способствуют увеличению хрупкости стали и снижению несущей способности элементов металлических конструкций.

Факторы, способствующие хрупкому разрушению, учитываются при расчете конструкций. Сопротивление хрупкому разрушению оценивается положениями линейной механики разрушения и на основе обширных экспериментальных исследований*.

Глава 3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Метод расчета по предельным состояниям

Цель расчета строительных конструкций — обеспечить заданные условия эксплуатации и необходимую прочность при минимальном расходе материалов и минимальной затрате труда на изготовление и монтаж.

Строительные конструкции рассчитывают на силовые и другие воздействия, определяющие их напряженное состояние и деформации, по предельным состояниям.

Метод расчета по предельным состояниям впервые был разработан в Советском Союзе в 50-е годы. Целью метода является не допускать с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний при эксплуатации в течение всего заданного срока службы конструкции здания или сооружения, а также при производстве работ.

Под предельными состояниями подразумевают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчетах конструкций на действие статических и динамических нагрузок и воздействий, которым они могут подвергаться в течение строительства и заданного срока службы, учитываются следующие предельные состояния:

первой группы — по потере несущей способности и (или) полной непригодности к эксплуатации конструкций;

второй группы — по затруднению нормальной эксплуатации сооружений.

К предельным состояниям **первой** группы относятся: общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; разрушение любого характера; переход конструкции в изменяемую систему; качественное изменение конфигурации; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести, недопустимых остаточных или полных перемещений или чрезмерного раскрытия трещин.

Первая группа по характеру предельных состояний разделяется на две подгруппы: по потере несущей способности (первые пять состояний) и по непригодности к эксплуатации (шестое состояние) вследст-

---

* **Махутов Н. А.** Деформационные критерии разрушения и расчет элементов конструкции на прочность. — М.: Машиностроение, 1981. — 271 с.

вие развития недопустимых по величине остаточных перемещений (деформаций).

К предельным состояниям **второй** группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию[1] или снижающие долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин и т. п.).

Предельные состояния первой группы проверяются расчетом на максимальные (расчетные) нагрузки и воздействия, возможные при нарушении нормальной эксплуатации, предельные состояния второй группы — на эксплуатационные (нормативные) нагрузки и воздействия, отвечающие нормальной эксплуатации конструкций.

Надежность и гарантия от возникновения предельных состояний конструкции обеспечиваются надлежащим учетом возможных наиболее неблагоприятных характеристик материалов; перегрузок и наиболее невыгодного (но реально возможного) сочетания нагрузок и воздействий; условий и особенностей действительной работы конструкций и оснований; надлежащим выбором расчетных схем и предпосылок расчета, учетом в необходимых случаях пластических и реологических свойств материалов.

Это условие для первой группы предельных состояний по несущей способности может быть записано в общем виде

$$\overline{N} \leqslant \overline{S}, \tag{3.1}$$

где $\overline{N}$ — усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции (функция нагрузок и других воздействий); $\overline{S}$ — предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент (функция физико-механических свойств материала, условий работы и размеров элементов).

Поскольку расчетом должна быть обоснована возможность нормальной эксплуатации конструкции в течение всего заданного срока ее службы, значение $\overline{N}$ неравенства (3.1) должно представлять собой наибольшее возможное за это время усилие (воздействие). Это усилие определяется от расчетных нагрузок F_i, представляющих собой возможные наибольшие (при определении несущей способности конструкции при однократно действующей нагрузке) или наиболее часто повторяющиеся нагрузки (при проверке усталостного разрушения). Эти нагрузки определяют умножением нормативных нагрузок $F_i^{н}$ (см. § 1, п. 2 Б), отвечающих условиям нормальной эксплуатации, на коэффициенты перегрузки n_i, учитывающие возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону (большую или меньшую), и на коэффициент надежности по назначению $\gamma_н$, учитывающий степень ответственности зданий и сооружений.

При одновременном действии двух или нескольких временных нагрузок расчет конструкций по первой и второй группам предельных состояний выполняется с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или усилий.

Вероятность совместного действия нескольких нагрузок учитывают умножением нагрузок или вызываемых ими усилий на коэффициент сочетаний n_c. Таким образом, сила $\overline{N}$ может быть представлена в виде

$$\overline{N} = \Sigma F_i^{н} \overline{N}_i n_i \gamma_н n_c, \tag{3.2}$$

где $\overline{N}_i$ — усилие при $F_i = 1$.

Несущая способность — предельное усилие $\overline{S}$ неравенства (3.1), которое может воспринять рассчитываемый элемент, должна определяться умножением геометрической характеристики сечения $\overline{A}$ (площади, момента сопротивления и т. д.) на расчетное сопротивление R и коэффициент условий работы γ.

---

[1] Нормальной считается эксплуатация, осуществляемая (без ограничений и без внеочередного ремонта) в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими и бытовыми условиями.

Расчетное сопротивление R (см. § 1, п. 3 Б) получают делением основной характеристики материала — нормативного сопротивления по пределу текучести $R_т^н$ или временному сопротивлению разрыву $R_в^н$, устанавливаемой стандартами на поставку металла с учетом статистической изменчивости, на коэффициент надежности по материалам $\gamma_м$, учитывающий выборочный характер контроля и возможность попадания в конструкции металла с пониженными характеристиками.

Таким образом, предельная сила $\overline{S}$ определяется по пределу текучести

$$\overline{S} = \overline{A}_{нт} R_т^н \gamma / \gamma_м = \overline{A}_{нт} R \gamma; \qquad (3.3а)$$

по временному сопротивлению

$$\overline{S} = \overline{A}_{нт} R_т^н \gamma_м / \gamma_в = \overline{A}_{нт} R_в \gamma / \gamma_в. \qquad (3.3б)$$

где $\gamma_в = 1{,}3$ — коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Соответственно формула (3.1) для первой группы предельных состояний по прочности может быть записана

$$\Sigma F_i^н \overline{N}_i n_i \gamma_н n_с \leqslant \overline{A}_{нт} R_т^н \gamma / \gamma_м, \qquad (3.4а)$$

или

$$\Sigma F_i^н \overline{N}_i n_i \gamma_н n_с \leqslant \overline{A}_{нт} R_в^н \gamma / \gamma_м \gamma_в. \qquad (3.4б)$$

Условие для первой группы предельных состояний по остаточным или полным перемещениям, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации, может быть записано в общем виде

$$\Sigma F_i^н \overline{N}_i n_с \gamma_н n_i \overline{\delta}_1 \leqslant \delta_1, \qquad (3.4в)$$

где $\overline{\delta}_1$ — перемещение, вызванное единичной нагрузкой; δ_1 — предельное остаточное или полное перемещение.

Для второй группы предельных состояний предельное условие может быть записано в виде

$$\Sigma F_i^н \overline{N}_i n_с \gamma_н \overline{\delta}_2 \leqslant \delta_2, \qquad (3.5)$$

где $\overline{\delta}_2$ — упругая деформация или перемещение конструкции, возникающие при единичной нагрузке (функция нагрузок, материала и системы конструкции), δ_2 — предельные деформации или перемещения, установленные нормами или указанные в проектном задании (функции назначении конструкции), ограничивающие нормальную эксплуатацию.

2. Нагрузки и воздействия

При расчете конструкций нагрузки и воздействия принимаются по СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования» и по стандарту СТ СЭВ 1407—78 «Строительные конструкции и основания. Нагрузки и воздействия. Основные положения».

А. Классификация и характеристика нагрузок и воздействий. По времени действия нагрузки и воздействия относятся к постоянным (когда направление, место и время их приложения можно считать неизменными), временным длительным и кратковременным (нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать) и особым.

К *постоянным* нагрузкам и воздействиям относятся: вес постоянных частей зданий и сооружений, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения.

К *временным длительным* нагрузкам и воздействиям относятся: вес стационарного оборудования; вес жидкостей и сыпучих материалов в емкостях; давление газов и жидкостей в резервуарах, газгольдерах и

трубопроводах; нагрузка на перекрытия складов, библиотек, архивов и подобных помещений, длительные температурные технологические воздействия и т. п.

К *кратковременным* нагрузкам и воздействиям относятся: атмосферные — снеговые, ветровые, гололедные нагрузки и температурные климатические воздействия; нагрузки от подъемно-транспортного оборудования; нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий от массы людей, мебели и подобного легкого оборудования; ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования; нагрузки и воздействия, возникающие при перевозке строительных конструкций, монтаже и перестановке оборудования и т. п.

К *особым* нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования и резкими нарушениями технологического процесса; воздействия просадок основания, обусловленных коренным изменением структуры грунтов (деформаций просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании, просадка грунтов в районах горных выработок и карстовых районах).

Б. Нормативные нагрузки. Характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, принимаемые на основе статистических данных или по номинальному значению.

Постоянные нагрузки и воздействия. Нормативные значения нагрузок от массы конструкций определяются по данным стандартов и заводов-изготовителей или по размерам, устанавливаемым в процессе проектирования на основе опыта предыдущих проектировок и справочных материалов. Нагрузка от грунтов устанавливается в зависимости от вида грунта и его плотности. Нормативные воздействия предварительного напряжения конструкций устанавливают в процессе проектирования.

Временные длительные нагрузки и воздействия на перекрытия складских помещений, архивов, библиотек и т. п. принимают по СНиП; вес оборудования — по стандартам, каталогам или по проектному заданию; данные по газам, длительные температурные и другие воздействия на конструкции устанавливают в зависимости от работы оборудования и указывают в проектных заданиях.

Кратковременные нагрузки и воздействия на перекрытия жилых и общественных зданий от массы людей, мебели и т. п., а также на перекрытия производственных площадок устанавливают в соответствии с действующими инструктивно-нормативными документами. Нагрузки от серийного подъемно-транспортного оборудования принимают по соответствующим стандартам, а для индивидуального — по данным заводских паспортов. Нагрузки и воздействия от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, устанавливают на основе опыта эксплуатации этого оборудования и приводят в проектных заданиях.

При расчете балок перекрытий, собирающих нагрузку с большой грузовой площади, а также для колонн высотных зданий нагрузку разрешается понижать в соответствии с нормативными документами.

Снеговая нагрузка. Нормативное значение снеговой нагрузки p_0 на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия устанавливают на основании данных гидрометеорологической службы как среднее арифметическое значение ежегодных максимумов запаса воды в снеговом покрове, выбранных из результатов снегосъемок на защищенном от воздействия ветра участке, за период не менее 10 лет.

Нормативный вес снегового покрова $p_н$ определяют по формуле

$$p_н = p_0 c, \tag{3.6}$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от района СССР; значения p_0 для некоторых районов приведены в прил. 2; c — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной по-

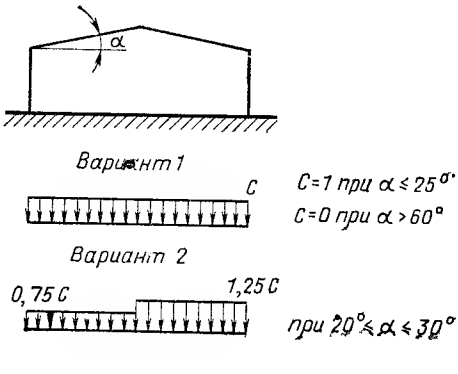
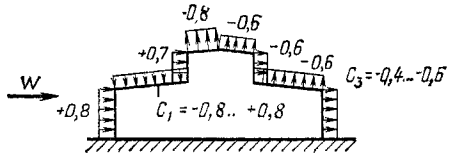


Рис. 3.1. Пример распределения снегового покрова на перекрытии

Рис. 3.2. Значения аэродинамических коэффициентов для зданий сложной конфигурации



верхности земли к снеговой нагрузке на покрытие с учетом его неравномерного распределения в зависимости от рельефа кровли (рис. 3.1).

Значения коэффициента c зависят от очертания покрытия и приведены в нормах на проектирование.

Ветровая нагрузка устанавливается на основании данных гидрометеорологических станций о скорости ветра на высоте 10 м от поверхности земли. По этим данным скоростные напоры ветра определяют по формуле

$$q_0 = v^2/16, \tag{3.7}$$

где v — скорость ветра, м/с, определяемая статистической обработкой длительного наблюдения из условия ее повторения или превышения один раз за 5 лет (период повторяемости).

Значение нормативной ветровой нагрузки $q_н$ определяют по формуле

$$q_н = q_0 kc, \tag{3.8}$$

где q_0 — нормативный скоростной напор ветра, определяемый по формуле (3.7), значения которого зависят от района расположения сооружения (см. прил. 2); k — коэффициент на возрастание скоростного напора по высоте (прил. 3); c — аэродинамический коэффициент, принимаемый по нормам проектирования (рис. 3.2).

Гололедные нагрузки учитывают при проектировании воздушных линий электропередачи и связи, антенно-мачтовых устройств и других подобных сооружений. Гололедную нагрузку принимают по нормам проектирования (см. гл. 25).

Температурные воздействия, обусловленные изменением температуры окружающего воздуха и солнечной радиации, а также влиянием технологических температур (излучение технологического оборудования и изделий), учитывают при расчете в случае, когда они могут оказать влияние на прочность и деформативность конструкций. При расчете температурные воздействия учитывают в стадии возведения и в стадии эксплуатации конструкций. Расчет производят: а) на возможную разность температур, возникающую в процессе эксплуатации конструкции с момента ее замыкания в статически неопределимую систему, называемую температурой замыкания; б) на перепад температуры по сечению элемента. Температурные воздействия определяются по СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Величины сейсмических воздействий устанавливают по нормам в зависимости от балльности района возведения сооружения.

Воздействия на подкрановые конструкции см. гл. 15.

В. Расчетные нагрузки и коэффициенты перегрузки (надежности по нагрузке). Коэффициент n учитывает изменчивость нагрузок, зависящую от ряда факторов, вследствие случайных отступлений от заданных условий нормальной эксплуатации. Коэффициенты надежности по нагрузке устанавливают после обработки статистических данных наблюдений за фактическими нагрузками, которые отмечены во время эксплуатации сооружений. Эти коэффициенты зависят от вида нагрузки, вследствие чего каждая нагрузка имеет свое значение коэффици-

ента. По СНиП II-6-74 и СТ СЭВ значения n для нагрузок от массы строительных конструкций принимаются в зависимости от способа их изготовления. Так, при заводском изготовлении элементов строительных конструкций и при постоянном значении плотности он принимается равным 1,1; при изготовлении в построечных условиях и колеблющемся значении плотности — 1,2—1,3; для металлических конструкций — 1,05. Если постоянная нагрузка оказывает благоприятное воздействие на работу сооружения (например, при проверке на опрокидывание, против всплытия, скольжения и т. п.), коэффициент принимают равным 0,9. Более подробно значения коэффициентов перегрузки приведены в СНиП II-6-74 и в соответствующих разделах учебника.

Коэффициенты перегрузки характеризуют только изменчивость нагрузок. Они не учитывают динамического воздействия нагрузки, которое характеризуется специальным коэффициентом динамичности, представляющим собой отношение наибольшего напряжения (прогиба) при динамическом воздействии к напряжению (прогибу) при статическом воздействии той же нагрузки. Коэффициенты не учитывают и перспективного возрастания нагрузки с течением времени, например возрастания временной нагрузки на подкрановые балки при изменении грузоподъемности кранов и т. п.

Г. Сочетание нагрузок. Нагрузки воздействуют на конструкции не раздельно, а в сочетании друг с другом.

Различают следующие сочетания нагрузок:

а) основные сочетания, состоящие из постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий;

б) особые сочетания, состоящие из постоянных, временных длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

Одновременное появление наибольших значений нескольких нагрузок менее вероятно, чем появление наибольшего значения одной; поэтому, чем сложнее сочетание, тем меньше вероятность появления наибольшего значения нагрузок в этом сочетании. Чрезвычайно малая вероятность одновременного появления нагрузок наибольшего значения учитывается на основании статистических данных и теории вероятности умножением расчетных значений нагрузок или соответствующих им усилий на коэффициент сочетания $n_c \leqslant 1$.

Согласно главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», при расчете конструкций на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, коэффициент сочетания n_c принимают равным единице. При расчете на основные сочетания, включающие не менее двух кратковременных нагрузок (воздействий), значения кратковременных нагрузок (воздействий) умножают на коэффициент сочетаний, равный 0,9.

При расчете конструкций и оснований на особые сочетания нагрузок и воздействий значения кратковременных нагрузок и воздействий или соответствующие им усилия умножают на коэффициент сочетания, равный 0,8 (кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах).

3. Нормативные и расчетные сопротивления

А. Нормативные сопротивления. Основными характеристиками сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления $R_т^н$, $R_в^н$ устанавливаемые нормами проектирования строительных конструкций.

Механические свойства материалов изменчивы (см. гл. 2, § 1, п. 1), поэтому нормативные сопротивления устанавливают на основе статистической обработки показателей механических свойств материалов, выпускаемых нашей промышленностью. Значения нормативных сопротивлений устанавливают такими, чтобы обеспеченность их составляла не менее 0,95.

Значение нормативного сопротивления стали равно значению контрольной или браковочной характеристики, устанавливаемой соответствующими государственными стандартами и имеет обеспеченность не менее 0,95.

Для углеродистой стали и стали повышенной прочности (см. табл. 2.1) и алюминиевых сплавов за основную характеристику нормативного сопротивления принято значение предела текучести, поскольку при напряжениях, равных пределу текучести, в растянутых, изгибаемых и других элементах начинают развиваться пластические деформации, а сжатые элементы начинают терять устойчивость. Однако в случае, когда переход материала в пластическое состояние выражен нечетко (нет площадки текучести), как, например, в тросах, или когда значения показателей текучести близко подходят к временному сопротивлению (стали высокой прочности), а также в случаях, когда по характеру работы конструкций несущая способность определяется прочностью, а не пластичностью, за нормативное сопротивление принимают значение временного сопротивления. Таким образом, установлены два вида нормативных сопротивлений — по пределу текучести $R_т^н = \sigma_т$ и временному сопротивлению $R_в^н = \sigma_в$.

В соответствии со стандартом значения предела текучести и временного сопротивления имеют обеспеченность в пределах 0,95—0,995. Поэтому для расчета металлических конструкций за нормативное сопротивление приняты значения предела текучести или временного сопротивления, установленные в ГОСТ на металлы. Значения $\sigma_т$ и $\sigma_в$ являются браковочными и при приемке проката контролируются.

Численные значения $\sigma_т$ и $\sigma_в$, являющиеся нормативными сопротивлениями, приведены в табл. 2.1.

Б. Расчетные сопротивления материала R и $R_в$ определяют делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу $\gamma_м$:

$$R = R_т^н/\gamma_м; \quad R_в = R_в^н/\gamma_м. \tag{3.9}$$

Коэффициент надежности по материалам $\gamma_м$. Значение механических свойств металлов проверяется на металлургических заводах выборочными испытаниями. Механические свойства металлов контролируют на малых образцах при кратковременном одноосном растяжении, фактически же металл работает длительное время в большеразмерных конструкциях при сложном напряженном состоянии. В прокатных профилях могут быть минусовые допуски. Возможно попадание в конструкции материала со свойствами ниже установленных в ГОСТе. Влияние этих факторов на снижение несущей способности конструкций учитывают коэффициентом надежности по материалам.

Таблица 31. **Коэффициенты надежности по материалу для стального проката**

Группа стали	ГОСТ или ТУ на сталь	Коэффициент надежности по материалу $\gamma_м$
Обычной и повышенной прочности $\sigma_т \leqslant 380$ МПа	ГОСТ 23570—79 ТУ 14-1-3023-80	1,025
	ГОСТ 380—71 (с изм.) ГОСТ 19281—73 ГОСТ 19282—73 ГОСТ 14637—79 ГОСТ 10705—80	1,05
Высокой прочности $\sigma_т > 380$ МПа *	ГОСТ 19281—73 ГОСТ 19282—73 ТУ 14-3-829 79	1,1
	ТУ 14-1-1308—75 ТУ 14-1-1772-76	1,15

* Для стали 14Г2АФ $\gamma_м = 1{,}05$.

Таблица 3.2. **Формулы для определения расчетных сопротивлений**

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление проката и труб
Растяжение, сжатие и изгиб:	
по пределу текучести, R	$R=R^{н}_{т}/\gamma_{м}$
по временному сопротивлению, $R_{в}$	$R_{в}=R^{н}_{в}/\gamma_{м}$
Сдвиг, $R_{ср}$	$R_{ср}=0,58\ R^{н}_{т}/\gamma_{м}$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки), $R_{см\,т}$	$R_{см.т}=R^{н}_{в}/\gamma_{м}$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании, $R_{см\,м}$	$R_{см\,м}=0,5\ R^{н}_{в}/\gamma_{м}$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью), $R_{см\,к}$	$R_{см.к}=0,025\ R^{н}_{в}/\gamma_{м}$
Растяжение в направлении толщины проката, $R_{р.т}$	$R_{р.т}=0,5\ R^{н}_{в}/\gamma_{м}$

$\gamma_{м}$ — коэффициент надежности по материалу — следует определять по табл. 3.1.

Возможное снижение механических свойств против нормативных значений устанавливается на основе обработки статистических данных заводских испытаний стали (см. рис. 2.3), а работа ее в конструкциях на основе исследований.

Коэффициент надежности по материалу $\gamma_{м}$ установлен на основании анализа кривых распределений результатов испытаний стали и ее работы в конструкции (табл 3.1).

Значения расчетных сопротивлений основных марок строительных сталей приведены в табл. 51 СНиП II-23-81 и прил. 4.

Расчетные сопротивления срезу установлены умножением значений расчетных сопротивлений растяжению на коэффициент перехода 0,58 согласно энергетической теории прочности (см. § 3, п. 2 данной главы). Формулы определения расчетных сопротивлений приведены в табл. 3.2.

При расчете конструкций с использованием расчетного сопротивления, установленного по временному сопротивлению, вводится дополнительный коэффициент надежности $\gamma_{в}=1,3$.

4. Коэффициенты надежности по назначению

В зависимости от класса ответственности зданий и сооружений вводится коэффициент надежности по назначению $\gamma_{н}$:

I. Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни, сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м³, крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п.)	1
II. Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III класс)	0,95
III. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение (склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры проводной связи, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения * и т. п.)	0,9

* Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_{н}=0,8$.

На коэффициент надежности по назначению $\gamma_н$ умножается расчетное значение нагрузок, усилий или иных воздействий.

§ 2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ИХ ЭЛЕМЕНТАХ

В зависимости от свойств материалов, внешних воздействий и условий эксплуатации конструкции по виду работы под нагрузкой и наступлению предельных состояний можно разбить на шесть групп.

1. Конструкции, у которых предельное состояние наступает при работе в упругой или упругопластической стадии. К ним относятся конструкции, выполненные из пластических материалов при $R_т^н < 0{,}75\,R_в^н$ (рис. 3.3, *а*) и находящиеся под воздействием статических нагрузок малой повторяемости. Эти конструкции в первой стадии работают упруго (участок *о—а* на рис. 3.3, *б*); во второй — по упругопластической схеме (участок *а—б*) в результате развития деформаций в шарнирах текучести или последовательного образования шарниров текучести в системе; в третьей стадии (участок *б—в*) происходит резкое нарастание перемещений системы из-за распространения пластического течения на все наиболее напряженное сечение в статически определимых системах или образования ряда шарниров текучести, превращающих статически неопределимую систему в изменяемую. В последней стадии работы система получает столь большие перемещения, что практически становится непригодной для дальнейшей эксплуатации.

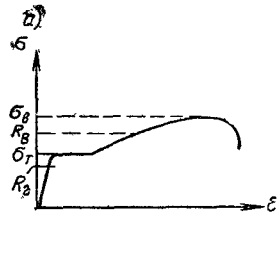
При работе под нагрузкой эксплуатационные качества таких конструкций определяются двумя предельными состояниями — по несущей способности и непригодности к нормальной эксплуатации, предупреждение которых и должно быть обеспечено расчетом.

Первое предельное состояние (см. рис. 3.3, *б*) может наступать при нарушении нормальных условий эксплуатации и перегрузке конструкции. Расчет в этом случае производится по расчетным нагрузкам.

При перегрузке конструкции и работе ее в упругопластической стадии возможны такие случаи, когда развиваются значительные перемещения $f_{полн}$ (см. рис. 3.3, *б*) при сохранении несущей способности. При этом после снятия нагрузки часть перемещений снимается благодаря упругой работе конструкции, а часть $f_{ост}$ остается из-за развившихся пластических деформаций. Это состояние конструкции также отвечает первому предельному состоянию (второй подгруппы).

Остаточные деформации допустимы только такой величины, при которой не нужен капитальный ремонт и не будет создано препятствий для дальнейшей нормальной эксплуатации конструкций (например, не будет заклинивать мостовой кран, повреждено кровельное покрытие или стеновое ограждение и т. п.). Возможность возникновения полных и остаточных деформаций в допустимых пределах должна проверяться расчетом конструкции при работе ее в упругопластической стадии при воздействии расчетных нагрузок. Размеры допустимых полных и остаточных деформаций при воздействии расчетных нагрузок нормами пока не установлены, и принимать их надо на основе опыта эксплуатации конструкций и анализа их работы под нагрузкой.

В процессе проектирования необходимо обеспечить также соответствующие эксплуатационные качества работы конструкций в упругой стадии при воздействии нормативных нагрузок (без перегрузки). Хотя при этих воздействиях несущая способность конструкции обеспечивается, возникающие упругие перемещения могут препятствовать их нормальной эксплуатации, например, по гибким подкрановым балкам затрудняется проезд мостовых кранов, зыбкое покрытие неприятно сказывается на самочувствии людей и т. п. Такое состояние отвечает второму предельному состоянию. Проверка расчетом возможности появления такого состояния производится по упругой стадии работы конструкций при воздействии нормативных нагрузок (без перегрузки).



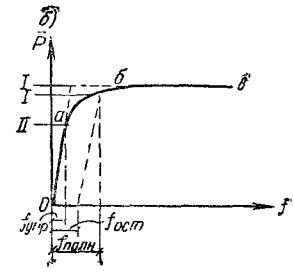
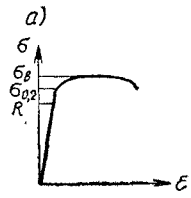


Рис. 3.3. Работа под нагрузкой при $\sigma_T \leqslant 0{,}75\sigma_B$
а — стали; *б* — конструкции; *I*, *II* — предельные состояния конструкции



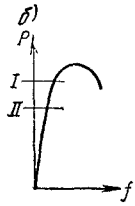


Рис. 3.4. Работа под нагрузкой при $\sigma_{0,2} \geqslant 0{,}75\sigma_B$
а — стали; *б* — конструкции

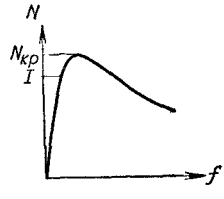
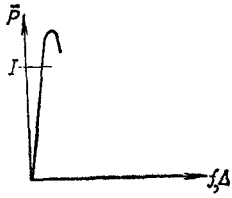


Рис. 3.5. Работа элемента конструкции при потере устойчивости

Рис. 3.6. Работа конструкции при хрупком разрушении



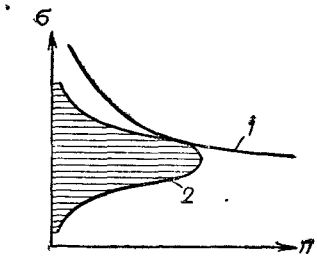


Рис. 3.7. Графики усталостного разрушения конструкций в зависимости от числа циклов нагрузки
1 — значения σ усталости; *2* — частота возникновения напряжений

Допустимые перемещения для ряда конструкций при работе их в нормальном режиме установлены СНиП II-23-81 (табл. 3.3).

2. *Конструкции, у которых предельное состояние наступает только при упругой стадии работы.* К таким конструкциям относятся конструкции, находящиеся под воздействием статических нагрузок малой повторяемости, выполненные из стали высокой прочности. В конструкциях из таких металлов пластические деформации развиваются при напряжениях, близких к временному сопротивлению (рис. 3.4), что делает опасным использование этих напряжений. Поэтому расчет таких конструкций и по первому, и по второму предельным состояниям производят по упругой стадии работы. Неразрушимость конструкций в этих случаях при определении прочности обеспечивается введением дополнительного коэффициента γ_B (по формуле 3.3б).

3. *Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие потери устойчивости.* Потеря устойчивости происходит при сравнительно малых перемещениях (рис. 3.5), поэтому эксплуатационные качества конструкции определяются не ее деформациями, а несущей способностью. Проверка устойчивости относится к первому предельному состоянию и производится при воздействии расчетных нагрузок.

4. *Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие хрупкого разрушения.* Хрупкое разрушение возможно при применении любых марок стали, и происходит оно при малых деформациях (рис. 3.6) как при расчетных, так и при нормативных нагрузках. Хрупкому разрушению способствуют концентрации напряжений, ударные воздействия, понижение температуры и другие факторы (см. гл. 2, § 2, п. 2). Предельное состояние конструкции в этих случаях относится к первому состоянию, поскольку при этом теряется несущая способность.

5. *Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие усталости.* Усталостные разрушения относятся к первому предель-

Таблица 33 **Допустимые вертикальные прогибы элементов**

Элементы конструкций	Относительные прогибы элементов к пролету f/l
Балки и фермы крановых путей под краны:	
среднего режима работы	1/500
тяжелого режима работы	1/600
Балки рабочих площадок производственных зданий при отсутствии рельсовых путей и балки междуэтажных перекрытий:	
главные балки	1/400
прочие балки	1/250
стальной настил	1/150
Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий·	
без подвесного оборудования	1/250
прогоны	1/200
профилированный настил	1/150

ному состоянию, поскольку происходит исчерпание несущей способности конструкции. Такого вида разрушения наступают при многократном нагружении (рис. 3.7), которое возможно только при нормальном режиме эксплуатации конструкции. Поэтому выносливость (усталость конструкции) проверяют при воздействии нормативных или меньших, но часто повторяющихся нагрузках при работе конструкций в упругой стадии (см. гл. 2, § 2, п. 4).

6. Конструкции, предельное состояние которых наступает вследствие колебаний, вызванных динамическим воздействием нагрузок. Колебания конструкций могут возникать при пуске и остановке оборудования, нормальной его работе, ветровом воздействии на сооружение и др. и могут неблагоприятно сказаться на самочувствии людей, затруднить или исключить возможность работы с точными приборами и даже привести к разрушению конструкций. Особенно следует отметить возможность разрушения конструкций при землетрясении. В зависимости от вида и характера колебаний состояние конструкций может быть отнесено к первому или второму предельному состоянию.

§3. РАБОТА ПОД НАГРУЗКОЙ И РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

1. Виды напряжений и их учет при расчете элементов металлических конструкций

Напряжения в зависимости от вида подразделяются на основные, дополнительные, местные и начальные.

Основные напряжения — напряжения, определяемые от внешних воздействий методами, излагаемыми в курсе сопротивления материалов. Основные напряжения определяются по усилиям, установленным для принятой идеализированной расчетной схемы (например, в решетчатых конструкциях— фермах и др., исходя из шарнирного вместо практически жесткого сопряжения стержней в узлах, иногда без учета пространственной работы системы в целом и т. п.), без учета местных, дополнительных и внутренних напряжений. Искусственно создаваемые предварительные напряжения также относятся к основным.

Поскольку основные напряжения уравновешивают внешние воздействия и определяют несущую способность элементов конструкций, они и выявляются расчетом и по ним в основном судят о надежности конструкций (за исключением особых случаев).

Дополнительные напряжения — напряжения, возникающие в результате дополнительных связей по отношению к принятой идеализированной расчетной схеме (например, из-за жесткости узлов, дополнительных систем связей и т. п.). Дополнительные напряжения, определямые методами строительной механики, при пластичном материале не оказывают существенного влияния на несущую способность конструкции. Это объясняется тем, что при расчетных нагрузках материал в местах перенапряжения переходит в пластическое состояние, при на-

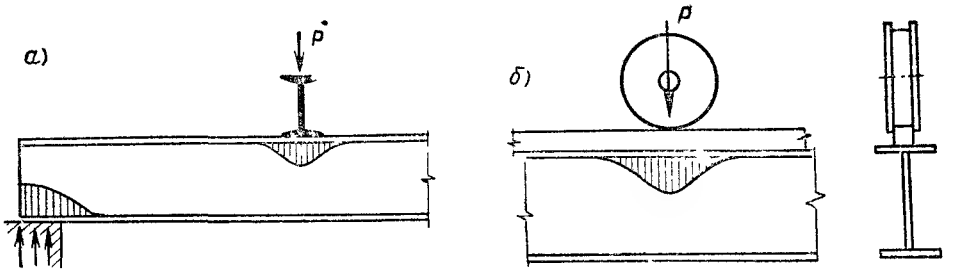


Рис. 3 8. Местные напряжения

а — в местах приложения сосредоточенных нагрузок, *б* — под катком крана

ступлении которого дополнительные напряжения или уменьшаются, или снимаются. Например, из-за жесткости узлов в элементе решетчатой конструкции возникают помимо осевой силы моменты, которые вызывают дополнительные напряжения в крайних фибрах. Повышение напряжения приводит к раннему развитию пластических деформаций в фирбах, что, в свою очередь, снижает моменты, а в пределе, при развитии пластических деформаций по всему сечению, узел свободно поворачивается. Благодаря этому предельная нагрузка получается такой же, как и при действии только одной продольной силы. Поэтому дополнительные напряжения не учитываются расчетом (за исключением некоторых специальных случаев).

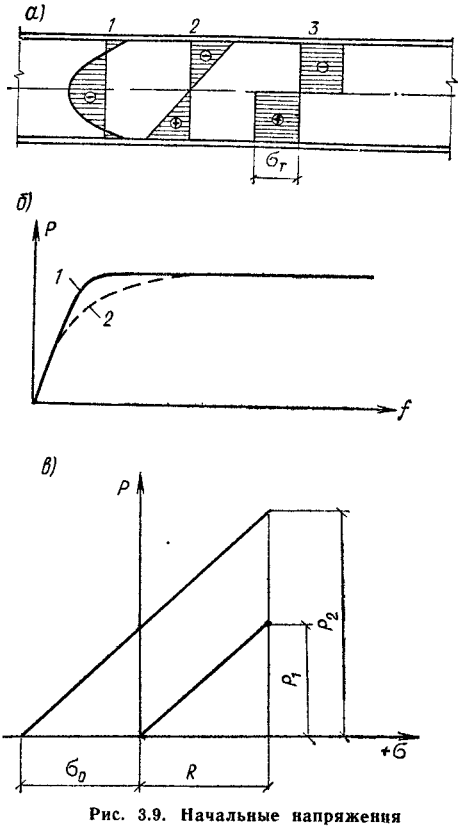


Рис. 3.9. Начальные напряжения

а — напряжения в балке двутаврового сечения (*1* — начальные напряжения, *2* — напряжения от внешнен нагрузкн *3* — суммарные напряжения при образованин шарнира пластичности), *б* — прогибы балки (*1* — при отсутствин начальных напряжений, *2* — при наличин начальных напряжений), *в* — повышение несущей способности балок созданием предварительного напряжения, σ_0 — предварительное напряженне; *R* — расчетное сопротивление, P_1 — максимальная нагрузка без предварительного напряжения, P_2 — то же, с предварительным напряжением

Местные напряжения могут быть двух видов:

в результате внешних воздействий;

в местах резкого изменения или нарушения сплошности сечения, где вследствие искажения силового потока происходит концентрация напряжений.

В первом случае местные напряжения уравновешиваются с внешними воздействиями, во втором — они внутренне уравновешены.

К местным напряжениям, возникающим из-за внешних воздействий, относятся напряжения в местах приложения сосредоточенных нагрузок — на опорах, в местах опирания каких-либо других конструкций (рис. 3.8, *а*), под катками мостовых кранов в подкрановых балках (рис. 3.8, *б*), в местах крепления вспомогательных элементов. Местные напряжения могут привести к развитию чрезмерных пластических деформаций, трещин или к потере устойчивости в тонких элементах сечений (например, стенки двутавра). Местные напряжения этого вида учитывают в расчете.

Концентрация напряжений (см. гл. 2, § 2, п 2) при нормальной температуре и статических воздействиях заметно не сказывается на не-

сущей способности конструкции, поэтому при расчете она не учитывается. При пониженных температурах и особенно при дополнительных динамических воздействиях концентрация напряжений может привести к хрупкому разрушению; это явление должно учитываться при проектировании надлежащим выбором марки стали и конструктивной формы. Концентрация напряжений приводит к снижению вибрационной прочности. Это явление учитывается при расчете конструкции (см. § 3, п. 9 данной главы).

Начальные напряжения. Начальными называются напряжения, которые имеются в ненагруженном внешней нагрузкой элементе и которые появились в нем в результате неравномерного остывания после прокатки или сварки или в результате предшествующей работы элемента и его пластической деформации, поэтому они называются также внутренними, собственными или остаточными. Начальные напряжения всегда уравновешены, поэтому эпюры их двузначны (рис. 3.9, *а*, эпюра *1*).

Начальные напряжения, складываясь с напряжениями, вызванными внешней нагрузкой, приводят к тому, что результирующие напряжения в материале существенно отличаются от напряжений, определяемых расчетом. При неблагоприятном распределении напряжений (например, при результирующем поле, плоскостном или объемном с нормальными напряжениями одного знака) развитие пластических деформаций может оказаться затрудненным, в результате чего появится опасность хрупкого разрушения.

Суммирование линейных собственных напряжений с линейными напряжениями, вызванными внешней нагрузкой (например, при простом растяжении или изгибе), может привести к более раннему или позднему переходу в стадию пластичности, что сказывается на деформациях конструкции (например, на прогибе балки — рис. 3.9, *б*).

Линейные поля собственных напряжений не оказывают существенного влияния на несущую способность элемента, так как результирующие напряжения выравниваются при развитии пластических деформаций (см. рис. 3.9, *а*). Начальные напряжения приводят к повышению деформации, как бы снижая модуль упругости элемента, что может сказаться неблагоприятно на устойчивости при продольном изгибе. Наконец, возможны случаи, когда возникают и уравновешиваются начальные усилия внутри системы, например, внутри статически неопределимых ферм.

Борьба с начальными напряжениями ведется преимущественно конструктивными мероприятиями и соответствующим ведением технологического процесса при изготовлении металлических конструкций (при сварке и т. п.).

Предварительное напряжение, создаваемое в конструкциях с целью повышения ее эффективности, также является начальным напряжением.

Если в конструкции искусственным путем создать напряжение обратного знака напряжениям от нагрузки, то при действии нагрузки сначала прорабатываются предварительные напряжения, а затем развиваются напряжения от нагрузки (рис. 3.9, *в*). В результате протяженность упругой работы материала увеличивается и несущая способность конструкции повышается.

Создавая предварительное напряжение, можно повысить несущую способность и жесткость конструкции, уменьшить перемещения, повысить усталостную прочность.

2. Условие пластичности. Учет развития пластических деформаций при расчете конструкций

Известно, что у стали при $\sigma_т/\sigma_в \leqslant 0{,}75$ после упругой работы и небольшого переходного участка наступает пластическое течение, что на

диаграмме отмечается протяженной площадкой текучести (см. рис. 2.15 и 3.3). При работе конструкций из такой стали в упругопластической области в целях упрощения расчетных предпосылок диаграмму работы стали $\sigma - \varepsilon$ без большой погрешности и в сторону некоторого запаса можно уподобить работе идеального упругопластического тела, которое совершенно упруго до предела текучести и совершенно пластично после него (рис. 3.10—диаграмма Прандтля).

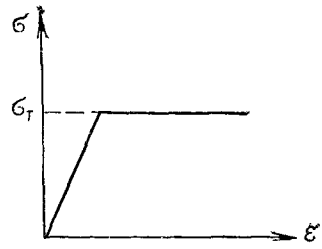


Рис. 3.10. Идеализированная диаграмма работы пластичной стали

В этом предположении переход в пластическую стадию при одноосном напряженном состоянии (простом растяжении или сжатии) происходит при достижении нормальным напряжением предела текучести. При многоосном напряженном состоянии переход в пластическую стадию зависит не от одного напряжения, а от функции напряжений, характеризующей так называемое условие пластичности (условие перехода в пластическое состояние). Условие пластичности записывается в зависимости от теории прочности, которая кладется в основу расчета. К работе стали и алюминиевых сплавов наиболее близки III и IV теории прочности. В СНиП II-23-81 для расчетов металлических конструкций принята IV энергетическая теория прочности.

По этой теории пластичность наступает тогда, когда потенциальная энергия (работа) изменения формы тела достигает наибольшей величины[1].

Из курса сопротивления материалов известно, что на основе IV теории прочности одноосное приведенное напряжение, эквивалентное по переходу материала в пластическое состояние данному сложному напряженному состоянию, определяется в главных напряжениях по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} =$$

$$= \sqrt{1/2\,[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sqrt{2\left(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2\right)} = \sigma_т\,. \quad (3.10)$$

Приведенное напряжение может быть выражено в нормальных и касательных напряжениях:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3\left(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2\right)} = \sigma_т. \quad (3.11)$$

Отсюда при изгибе (вдали от точек приложения нагрузки):

$$\sigma_x \neq 0; \quad \tau_{xy} \neq 0. \quad (3.12)$$

Условие пластичности

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}} = \sigma_т. \quad (3.13)$$

При простом сдвиге

$$\sigma_{пр} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = \sigma_т$$

или

$$\tau_{xy} = \sigma_т/\sqrt{3} = 0{,}58\sigma_т. \quad (3.14)$$

По III теории прочности

$$\tau_{xy} = 0{,}5\sigma_т, \quad (3.15)$$

3. Предельные состояния и расчет растянутых элементов

Поведение под нагрузкой центрально растянутого элемента полностью соответствует работе материала при простом растяжении (см. рис. 3.3, *а*).

[1] **Ильюшин А. А.** Пластичность. М : АН СССР, 1963. — 270 с.
Ржаницын А. Р Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. — М.: Стройиздат, 1954. — 287 с.

Предельные состояния первой группы центрально растянутых элементов проверяются расчетом по прочности и непригодности к эксплуатации.

Прочность проверяется путем сравнения напряжений, вычисленных от расчетных нагрузок, с расчетным сопротивлением, установленным по временному сопротивлению, умноженным на коэффициент условий работы γ и деленным на коэффициент надежности $\gamma^{в}$:

$$N/A_{нт} \leqslant R_{в}\gamma/\gamma_{в}, \tag{3.16}$$

где N — продольная сила, определяемая от расчетных нагрузок; $A_{нт}$ — площадь нетто растянутого элемента; $R_{в}$ — расчетное сопротивление, установленное по $\sigma_{в}$ (прил. 4)*; $\gamma_{в}$ — коэффициент надежности, обеспечивающий необходимый запас против разрушения стали и принимаемый равным 1,3; γ — коэффициент условий работы растянутого элемента, учитывающий особенности работы различных конструкций. Значения коэффициента приведены в прил. 13.

Пригодность к эксплуатации центрально растянутых элементов устанавливается путем ограничения развития деформаций только упругой областью. При наступлении текучести в растянутом элементе при свободном деформировании удлинение проходит сразу всю площадку текучести (около 2 %). Поэтому расчетом производится вторая проверка — упругая работа растянутого элемента путем сравнения продольных напряжений, вычисленных от расчетных нагрузок, с расчетным сопротивлением R, установленным по пределу текучести и умноженным на коэффициент условий работы γ:

$$N/A_{нт} \leqslant R\gamma. \tag{3.17}$$

4. Предельные состояния и расчет изгибаемых элементов

Для изгибаемых элементов в большинстве случаев их работы расчетом проверяются следующие предельные состояния: первой группы — вязкое или усталостное разрушение, потеря устойчивости, а также текучесть материала; второй группы — достижение предельных перемещений.

Расчет изгибаемых элементов в пределах упругости. Предельное состояние в этом случае определяется достижением максимальными нормальными или касательными напряжениями значений предела текучести. Прочность изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, при изгибе в одной из главных плоскостей проверяется по формулам:

$$M/W_{нт,min} \leqslant R\gamma; \quad (3.18) \qquad QS/It \leqslant R_{ср}\gamma, \tag{3.19}$$

где M и Q — изгибающий момент и поперечная сила, определенные по расчетным нагрузкам; $W_{нт,min}$ — момент сопротивления ослабленного сечения, определенный по упругой стадии работы элемента; S — статический момент (брутто) сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси; R — расчетное сопротивление изгибу, определенное по пределу текучести (см. прил. 4); $R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу (прил. 4); γ — коэффициент условий работы (см. прил. 13).

Прочность элементов при изгибе их в двух главных плоскостях проверяется по формуле

$$(M_x/I_{x.нт})\,y \pm (M_y/I_{y.нт})\,x \leqslant R\gamma, \tag{3.20}$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

При совместном действии нормальных и касательных напряжений согласно принятому условию перехода материала из упругого состояния в пластическое (см. п. 2 настоящего параграфа) текучесть проявляется тогда, когда пределу текучести равняется приведенное напряжение $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$, а не только одно нормальное σ. Если касательные напряжения невелики (рис. 3.11, *а*), текучесть материала начинается с крайних фибр сечения. При больших значениях поперечной силы (рис. 3.11, *б*) течение материала у нейтральной оси может наступить раньше, чем в крайних фибрах (при $\tau = \tau_{т} = \sigma_{т}/\sqrt{3}$), что может

* При растяжении элемента в направлении толщины проката за расчетное сопротивление принимается $R_{рт} = 0{,}5R_{в}$.

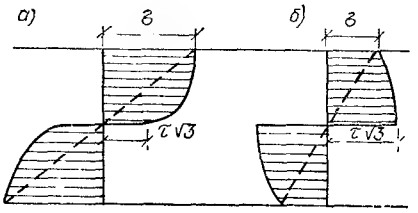


Рис. 3.11. Эпюры приведенных напряжений $a - \sigma > \tau\sqrt{3}$, $б - \sigma < \tau\sqrt{3}$

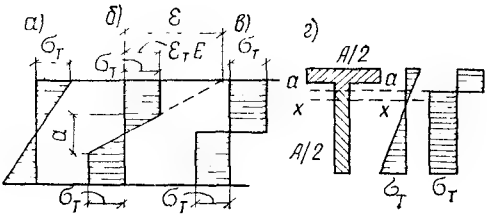


Рис. 3.12. Последовательное изменение эпюры напряжений при изгибе

а — упругое состояние; *б* — упругопластическое состояние при наличии упругого ядра; *в* — шарнир пластичности; *г* — упругая работа и шарнир пластичности несимметричного сечения

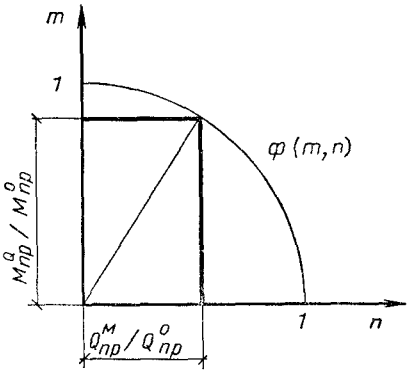


Рис. 3.13 Линия перехода материала балки в пластическое состояние

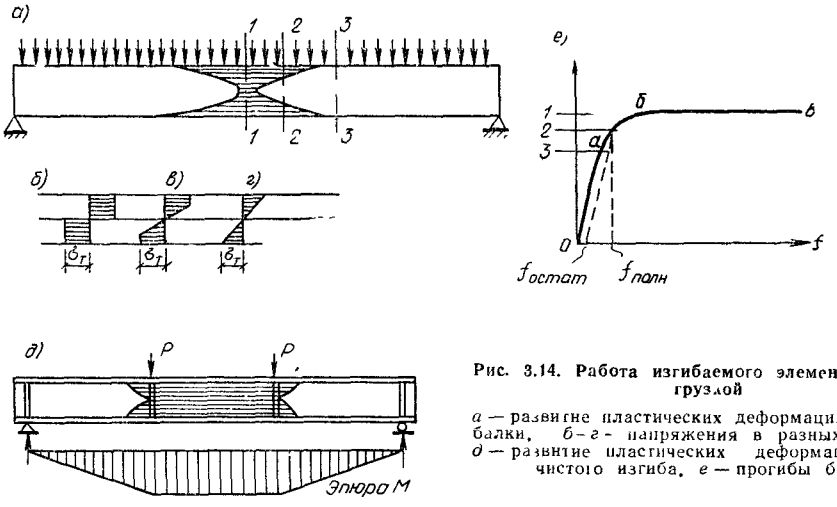


Рис. 3.14. Работа изгибаемого элемента под нагрузкой

а — развитие пластических деформаций по длине балки, *б–г* - напряжения в разных сечениях; *д* — развитие пластических деформаций в зоне чистого изгиба, *е* — прогибы балки

привести к более раннему исчерпанию сущей способности изгибаемого элемента.

Работа и расчет изгибаемых элементов с учетом развития пластических деформаций.

После исчерпания упругой работы (рис. 3.12, *а*) в сплошных изгибаемых элементах, выполненных из пластичных сталей, пластические деформации начинают распространяться в глубь сечения (рис. 3.12, *б*) и в предельном состоянии они пронизывают все сечение (рис. 3.12, *в*), образуя так называемый «шарнир пластичности».

При образовании шарнира пластичности все фибры сечения находятся в стадии текучести и, следовательно, их длина может изменяться при постоянном напряжении, вследствие чего изгибаемый элемент может поворачиваться вокруг нейтральной оси, как вокруг оси шарнира.

Работа шарнира пластичности возможна только в направлении действия предельного момента; при действии изгибающего момента в обратном направлении напряжения уменьшаются, материал снова становится упругим и шарнир пластичности замыкается. В отличие от обычного шарнира в пластическом шарнире момент не равен нулю.

Предполагая сталь идеально упругопластическим материалом (см. рис. 3.10) и допуская, что напряжения во всех фибрах достигнут предела текучести, можно определить предельное значение момента шарнира пластичности. Эпюра напряжений такого состояния имеет вид двух прямоугольников с ординатами, равными пределу текучести (см. рис. 3.12, *в*). Предельный момент внутренних сил определяется из выражения

$$M = \sigma_{\text{т}} \int_A y dA = \sigma_{\text{т}} 2S, \tag{3.21}$$

где S — статический момент половины сечения относительно нейтральной оси. Для симметричных сечений нейтральная ось проходит через центр тяжести сечения, в несимметричных сечениях нейтральная ось делит сечение на две равновеликие части и не совпадает с центром тяжести (рис. 3.12, *г*).

Сравнивая формулу (3.21) с обычной формулой $M = \sigma_{\text{т}} W$, где M — предельный момент, определенный по упругой стадии работы материала, видим, что $2S$ играет роль пластического момента сопротивления; $W^{\text{пл}} = 2S$.

Пластический момент сопротивления $W^{\text{пл}}$ больше упругого момента сопротивления W, и разница тем больше, чем больше материала расположено около нейтральной оси сечения. Для прямоугольного сечения $W^{\text{пл}} = 1{,}5\ W$, для прокатных швеллеров и двутавров при изгибе в плоскости стенки $W^{\text{пл}} = 1{,}12\ W$, при изгибе в плоскости, параллельной полкам, $W^{\text{пл}} = 1{,}2\ W$.

Фактическая диаграмма работы материала отличается от идеализированной диаграммы Прандтля, однако эти отличия несущественно сказываются на величине предельного пластического момента (не более 1—2 %) и идут в запас прочности.

Совместное воздействие нормальных и касательных напряжений ускоряет развитие пластичности, и предельный момент $M^Q_{\text{пр}}$ при наличии поперечной силы будет меньше предельного момента $M^Q_{\text{пр}}$ при $Q = 0$, т. е. $m = (M^Q_{\text{пр}} / M^0_{\text{пр}}) < 1$. Это же относится и к предельной поперечной силе, т. е. $n = (Q^M_{\text{пр}} / Q^0_{\text{пр}}) < 1$, где $Q^M_{\text{пр}}$ — предельная поперечная сила при одновременном действии момента; $Q^0_{\text{пр}}$ — предельная поперечная сила при $M = 0$.

При совместном действии M и Q условие образования шарнира пластичности определяется некоторой функцией Φ величин m и n (рис. 3.13).

Уравнение граничной линии перехода материала в пластическое состояние для прямоугольных сечений можно задать в виде окружности $m^2 + n^2 = 1$. Для других типов сечения Б. М. Броуде предложил привести его к виду

$$\Phi = m^2 + n^2 - amn = 1. \tag{3.22}$$

Для двутавра $a \approx 0{,}8...0{,}9$.

Точное решение полученного уравнения получается весьма громоздким, поэтому для упрощения расчета с достаточной для практики точностью (с небольшим запасом), согласно СНиП II-23-81, приведенные напряжения проверяют по текучести в точке a, распространение пластических деформаций по стенке учитывают эквивалентным повышением расчетного сопротивления на 15 %. В общем случае приведенные напряжения в стенке балок при действии нормальных напряжений в двух направлениях σ_x и σ_y и касательных напряжений τ_{xy} проверяют по формуле

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leqslant 1{,}15 R\gamma. \tag{3.23}$$

При этом каждое из напряжений не должно превышать расчетного сопротивления, т. е.:

$$\sigma_x \leqslant R; \quad \sigma_y \leqslant R; \quad \tau_{xy} \leqslant R_{ср}, \tag{3.24}$$

где $\sigma_x = M_y/I_x$ — нормальное напряжение, параллельное оси балки; σ_y — напряжения, в местах приложения сосредоточенных нагрузок к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости (см. рис. 3.8); $\tau = QS/It$ — касательное напряжение; t — толщина стенки; S — статический момент отсеченной части.

В упругой стадии работы элемента прогибы нарастают пропорционально нагрузке (см. участок *о—а* рис. 3.14, *е*), затем при развитии пластических деформаций прогибы быстро растут (участок *а—б*) и, наконец, при образовании шарнира пластичности, если не учитывать работу материала в стадии самоупрочнения, прогибы нарастают беспредельно (участок *б—в*).

Для разрезных балок дальнейшее увеличение нагрузки невозможно, т. е. наступает предельное состояние первой группы (по несущей способности и непригодности к эксплуатации) вследствие чрезмерного развития пластических деформаций. Для неразрезных балок образование шарнира пластичности приводит к перераспределению моментов и понижению степени статической неопределимости конструкции.

Расчет изгибаемых элементов при ограниченном развитии пластических деформаций.

Как уже отмечалось, при образовании шарнира пластичности в сечении изгибаемого элемента происходят неограниченный рост пластических деформаций и нарастание прогибов.

Эксплуатационные качества конструкции утрачиваются раньше, чем наступает беспредельное нарастание деформаций и исчерпание несущей способности, так как остаточные деформации (после снятия нагрузки) получаются столь большими (см. рис. 3.14, *е*), что конструкция становится непригодной к эксплуатации.

В 1952 г. Н. С. Стрелецкий предложил принимать в качестве критерия предельного состояния по непригодности к эксплуатации ограниченную пластическую деформацию в сечении. В настоящее время это регламентировано главой СНиП II-23-81 «Стальные конструкции».

Для практических расчетов принята предельная относительная пластическая деформация в сечении $\bar{\varepsilon}_{ост} \leqslant 3$, где $\bar{\varepsilon}_{ост} = \varepsilon_{ост} E/R$.

Учет пластической работы стали допускается в балках сплошного сечения, несущих статическую нагрузку при касательных напряжениях $\tau \leqslant 0{,}9\, R_{ср}$.

Проверка прочности таких балок выполняется по формуле

$$M/c_1 W_{нт\,min} \leqslant R\gamma, \tag{3.25}$$

где M — изгибающий момент; $W_{нт,min}$ — момент сопротивления; c_1 — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению.

При $\tau \leqslant 0{,}5\, R_{ср}$ влияние касательных напряжений на развитие пластичности несущественно и коэффициент $c_1 = c$. При $0{,}5\, R_{ср} < \tau < 0{,}9\, R_{ср}$ значения коэффициента c_1 принимаются по формуле

$$c_1 = 1{,}05\beta c = 1{,}05c \sqrt{\frac{1-(\tau/R_{ср})^2}{1-\alpha(\tau/R_{ср})^2}},$$

где α — коэффициент, равный 0,7 для двутавров, изгибаемых в плоскости стенки (для других типов сечения $\alpha = 0$); $\tau = Q/th$ — средние касательные напряжения.

Коэффициент c зависит от формы сечения и степени развития пластических деформаций. Значения c, полученные из условия $\bar{\varepsilon}_{ост} = 3$, приведены в прил. 5.

При изгибе балки в двух главных плоскостях x и y проверка прочности выполняется по формуле

$$M_x/c_x W_{x нт.min} + M_y/c_y W_{y.нт.min} \leqslant R\gamma. \tag{3.26}$$

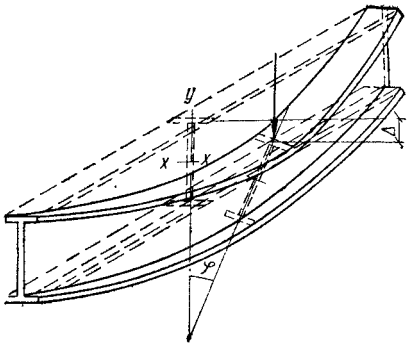


Рис. 3.15. Потеря устойчивости двутавровой балкой при изгибе

При этом касательные напряжения не должны превышать $0{,}5\,R_{ср}$.

Значения коэффициентов c_x и c_y даны в прил. 5.

Проверка предельного состояния по формулам (3.25) и (3.26) возможна только при распространении пластического течения материала на малой длине изгибаемого элемента (например, при равномерно распределенной нагрузке) (см. рис. 3.14, *а*). При значительной протяженности зоны пластических деформаций, например при наличии зоны чистого изгиба (см. рис. 3.14, *д*) общие прогибы получаются столь значительными, что изгибаемый элемент становится непригодным для эксплуатации раньше, чем пластические деформации в сечении достигнут величины $\bar{\varepsilon}_{ост}=3$.

Поэтому при наличии зоны чистого изгиба в формулах (3.25) и (3.26) вместо коэффициентов c_1, c_x и c_y следует принимать соответственно $c_{1m}=0{,}5\,(1+c)$; $c_{xm}=0{,}5\,(1+c_x)$; $c_{ym}=0{,}5\,(1+c_y)$.

Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов (первое предельное состояние). Изгибаемые элементы могут выйти из работы вследствие потери ими общей устойчивости. При потере устойчивости изгибаемый элемент (например, балка) при расположении нагрузки в плоскости главной оси инерции сначала изгибается в своей плоскости, затем при достижении нагрузкой критического значения начинает закручиваться и выходить из плоскости изгиба (рис. 3.15).

Приводя действующую нагрузку к одной эквивалентной сосредоточенной силе P, приложенной к середине пролета, для балок симметричного сечения, у которых центр изгиба совпадает с центром тяжести, можно определить критическое значение нагрузки. Критическое значение силы $P_{кр}$ находят из условий равенства приращения работы внешних сил на случайных отклонениях балки из плоскости изгиба и приращения работы получающихся при этом внутренних напряжений:

$$P_{кр}=\frac{c}{l_0^2}\sqrt{EI_y\left(GI_к+\frac{\pi^2}{l_0^2}EI_\omega\right)}=\frac{c}{l_0^2}\sqrt{EI_y\,GI_к\left(1+\frac{\pi^2}{\alpha}\right)}, \quad (3.27)$$

где EI_y — жесткость балки в плоскости, перпендикулярной плоскости действия нагрузки; $GI_к+\frac{\pi^2}{l_0^2}EI_\omega$ — жесткость при стесненном кручении; G — модуль сдвига; I_ω — секториальный момент инерции; $I_к$ — момент инерции при чистом кручении; для незамкнутых профилей, состоящих из пластин (например, двутавры); $I_к=\eta\frac{\Sigma t^3 b}{3}$, где η — коэффициент, зависящий от формы сечения (для двутавра из трех листов $\eta=1{,}3$); t — толщина пластинки; b — ее ширина; c — коэффициент, зависящий от расположения нагрузки по верхнему или нижнему поясу балки и от закреплений на опорах; l_0 — свободная длина сжатого пояса (между закреплениями);

$$\alpha=\frac{l_0^2\,GI_к}{EI_\omega}\approx\frac{4l_0^2}{h^2}\,\frac{G}{E}\,\frac{I_к}{I_y}=\frac{4l_0^2}{h^2}\,\frac{1}{2\,(1+\nu)}\,\frac{I_к}{I_y}\approx 1{,}54\left(\frac{l_0}{h}\right)^2\frac{I_к}{I_y},$$

где $\nu=0{,}3$ — коэффициент Пуассона; h — высота сечения балки.

Отсюда критический момент

$$M_{кр}=kP_{кр}\,l_0=\frac{kc\sqrt{EI_y\,GI_к\,(1+\pi^2/\alpha)}}{l_0}, \quad (3.28)$$

где k — коэффициент, зависящий от расположения нагрузки по длине балки.

Критическое напряжение (на сжатой кромке балки)

$$\sigma_{кр} = \frac{M_{кр}}{W_x} = \frac{M_{кр}h}{2I_x} = \frac{kc}{2}\frac{h}{l_0}\frac{\sqrt{I_y I_к}}{I_x}\sqrt{EG\left(1+\frac{\pi^2}{\alpha}\right)} =$$

$$= \frac{kc}{2}\sqrt{\frac{I_к}{I_y}}\sqrt{EG}\frac{l_0}{h}\frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l_0}\right)^2\sqrt{1+\frac{\pi^2}{\alpha}},$$

или

$$\sigma_{кр} = A\frac{I_y}{I_x}(h/l_0)^2, \qquad (3.29)$$

где

$$A = \frac{kc}{2}\sqrt{\frac{I_к}{I_y}}\sqrt{EG}\frac{l_0}{h}\sqrt{1+\frac{\pi^2}{\alpha}}.$$

Значения коэффициентов α для прокатных и составных двутавров даны в гл. 7.

Критическое напряжение $\sigma_{кр}$ зависит от положения нагрузки на балке; нагрузка, расположенная по верхнему поясу балки, увеличивает скручивание, расположенная по нижнему поясу — уменьшает его. Поэтому расположение нагрузки по верхнему поясу значительно опаснее. Положение нагрузки учитывается коэффициентом A в соответствии с главой СНиП II-23-81.

В несимметричных двутавровых балках с более развитым верхним поясом центр изгиба не совпадает с центром тяжести, и поэтому они закручиваются сильнее; однако это компенсируется тем, что момент инерции относительно оси y у сжатого более мощного пояса больше, а поэтому и его поперечная жесткость больше. В результате критические напряжения для несимметричных балок даже с достаточно большой асимметрией ($I_{вп}/I_{нп} \approx 4$) остаются примерно такими же, как для симметричных.

Проверка общей устойчивости балки сводится к сравнению возникающих напряжений с критическими

$$M/\varphi_б W_c \leqslant R\gamma, \qquad (3.30)$$

где M — изгибающий момент, определенный при действии расчетных нагрузок; W_c — момент сопротивления для сжатого пояса; $\gamma = 0{,}95$; $\varphi_б = \sigma_{кр}/\sigma_т$ — коэффициент перехода от нормативных сопротивлений к критическим напряжениям потери общей устойчивости изгибаемыми элементами (обычно называемый $\varphi_б$ — балочный).

Следовательно,

$$\varphi_б = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_т} = \psi\frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l_0}\right)^2\frac{E}{R}, \qquad (3.31)$$

где $\psi = A/\sigma_т$.

Значения коэффициента ψ вычислены в функции α при нагрузке, расположенной по верхнему или нижнему поясу, и для случая чистого изгиба (прил. 6); с помощью этих коэффициентов по формуле (3.31) определяется коэффициент $\varphi_б$.

При коэффициенте $\varphi_б = 0{,}85$ критические напряжения переходят в упругопластическую фазу. В соответствии с этим ввиду уменьшения модуля деформации коэффициенты $\varphi_б$ должны быть исправлены (см. гл.7).

Проверку общей устойчивости балки можно не делать, если ее сжатый пояс достаточно закреплен в горизонтальном направлении сплошным жестким настилом или связями.

При учете упругопластической работы балки ее общая устойчивость ухудшается и расстояние между узлами связей, закрепляющими сжатый пояс от горизонтальных смещений, уменьшается умножением на коэффициент $\delta \leqslant 1$ (см. гл. 7).

Проверка упругих деформаций, нарушающих нормальные условия эксплуатации (второе предельное состояние). В условиях нормального

режима работы сооружений, как указывалось в § 2, п. 1 данной главы, в балках могут появиться деформации, затрудняющие эксплуатацию конструкций. Эти деформации (прогибы) проверяют по упругой стадии работы конструкций от воздействия нормативных нагрузок, при этом возникающие прогибы f не должны превышать предельных $[f]$:

$$f \leqslant [f]. \tag{3.32}$$

Значения предельных прогибов приведены в табл. 3.3.

5. Предельные состояния и расчет стержней, сжатых осевой силой

Предельные состояния сжатых жестких стержней определяются развитием пластических деформаций при достижении напряжениями предела текучести, а гибких стержней — потерей устойчивости.

Расчет на прочность. Расчет на прочность центрально сжатых элементов выполняется так же, как и центрально растянутых, по формулам (3.16) и (3.17). Вместе с тем в этом случае могут быть учтены некоторые отличительные особенности работы материала на сжатие. Например, проверка прочности элементов с соединениями на болтах повышенной прочности может быть выполнена по сечению «брутто», т. е. без учета ослабления сечения отверстиями.

При малой длине выступающей части сжатого элемента (например, опорное ребро балки) его сечение определяется расчетом на местное смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) по формуле (3.17) с заменой в ней расчетного сопротивления R на $R_{см\,т} = R_в$.

Проверка устойчивости гибких стержней, сжатых осевой силой. Из курса сопротивления материалов известно, что при равенстве работы, совершаемой внешними силами при сближении концов стержня (рис. 3.16, *а*), работе деформации изгиба сжимаемого стержня сжимающая сила достигает своего критического значения. Прямой стержень при нагрузке его осевой силой до критического состояния имеет прямолинейную форму устойчивого состояния. При достижении силой критического значения его прямолинейная форма перестает быть устойчивой, стержень изгибается в плоскости, меньшей жесткости, и устойчивым состоянием у него будет новая криволинейная форма. Но уже при незначительном увеличении нагрузки искривление стержня начинает быстро нарастать и стержень теряет несущую способность (рис. 3.16, *б*).

Для упругого стержня, сжатого осевой силой шарнирно закрепленного по концам (основной случай), критическую силу определяют по формуле, выведенной в 1744 г. Л. Эйлером:

$$N_{кр} = \pi^2 EI / l_o^2. \tag{3.33}$$

Соответственно критические напряжения

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{A} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{l_o^2 A} = \frac{\pi^2 Ei_{min}^2}{l_o^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l_o}{i_{min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \tag{3.34}$$

где $i_{min} = \sqrt{I_{min}/A}$; A — площадь поперечного сечения без учета ослабления отверстиями для заклепок и болтов;

$\lambda = l_o/i_{min}$ — гибкость стержня, равная отношению расчетной длины стержня к радиусу инерции его сечения;

$l_o = \mu l$ — расчетная длина стержня; μ — коэффициент приведения полной длины стержня l к расчетной, принимаемый в зависимости от условий закрепления стержня и его нагружения.

Формула (3.34) справедлива только при постоянном значении модуля упругости E, следовательно, только в пределах упругих деформаций, т. е. при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности, и $\lambda \geqslant \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{пц}}}$.

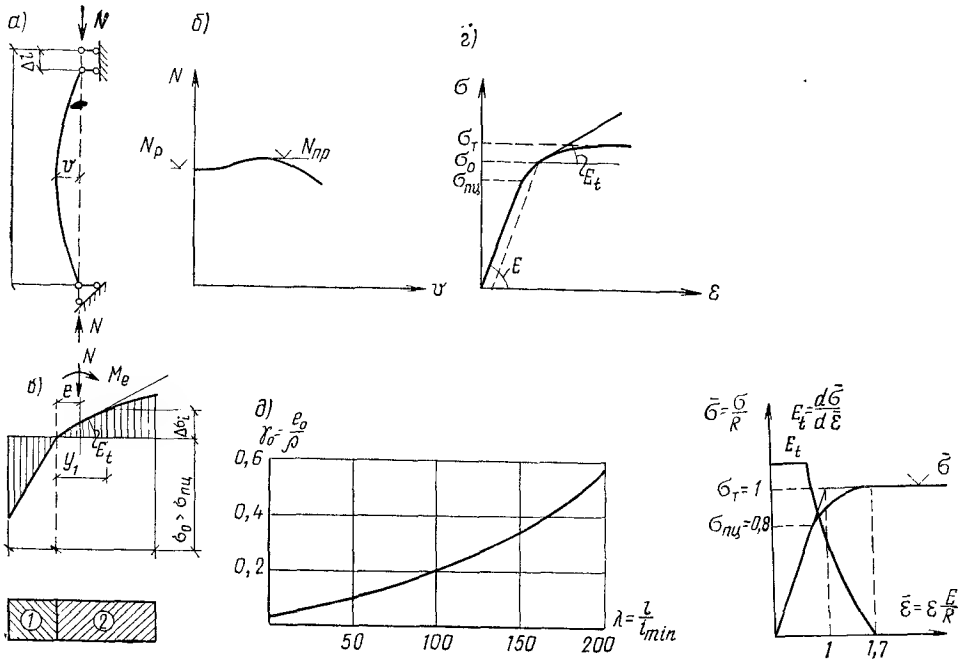


Рис. 3.16. Центрально-сжатый стержень

а — сближение концов сжатого стержня при потере устойчивости; *б* — зависимость между нагрузкой и прогибом; *в* — распределение напряжений при потере устойчивости; *г* — диаграмма работы материала; *д* — график начальных эксцентрицитетов; внизу справа—унифицированная диаграмма σ—ε

При средних и малых гибкостях стержня ($\lambda < \pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_{пц}}}$ потеря его устойчивости происходит в упругопластической стадии работы материала при $\sigma_{пц} < \sigma_0 < \sigma_т$. Пока стержень сохраняет прямолинейную форму, напряжения распределяются равномерно по сечению (напряжения σ_0— рис. 3.16, *в*). При отклонении стержня от прямолинейного состояния на эти напряжения накладываются напряжения изгиба. Со стороны дополнительного сжатия от изгиба материал работает в упругопластической стадии (рис. 3.16, *г*), со стороны растягивающих напряжений от изгиба материал работает упруго (разгрузка происходит по закону Гука).

Таким образом, часть сечения *1* работает в упругой стадии с модулем деформаций E, часть сечения *2*— в упругопластической стадии с модулем деформации $E_t = d\sigma/d\varepsilon$ (рис. 3.16, *г*).

Эпюра приращений внутренних напряжений $\Delta\sigma_i$ является самоуравновешенной. Поскольку $E > E_t$, нейтральная ось изгиба смещается в сторону растягивающих напряжений, и внешний момент получает приращение $\Delta M_e = Ne'$. Приращение момента внутреннних напряжений от изгиба $\Delta M_i = \int_A \Delta\sigma_i y_i dA$.

В критическом состоянии приращение момента внешних сил равно приращению момента внутренних напряжений. Из этого условия можно определить величину критической силы при работе материала в упругопластической стадии.

Формулу Эйлера можно расширить и на этот случай работы стержня, если принять вместо постоянного модуля упругости E переменный приведенный модуль

$$T = \left(EI_1 + E_{пл}^{оср} I_2\right)/I,$$

где I_1 — момент инерции упругой части сечения *1*; I_2 — момент инерции упругопластической части сечения *2*; I — общий момент инерции.

Тогда формула (3.34) запишется в виде

$$\sigma_{кр} = \pi^2 \Gamma/\lambda^2. \qquad (3.35)$$

Изложенный подход (с учетом разгрузки) позволяет решить задачу об устойчивости центрально сжатого стержня при постоянной нагрузке ($\Delta N = 0$) и дает верхнюю оценку критической силы.

В условиях возрастания нагрузки ($\Delta N > 0$) разгрузки сечения по упругому закону не происходит, все сечение работает в упругопластической стадии с переменным модулем деформаций E_t и критические напряжения можно определить по формуле

$$\sigma_{кр} = \pi^2 E_t/\lambda^2.$$

Получаемая при этом критическая сила соответствует наименьшему ее значению.

В реальных конструкциях всегда есть причины, вызывающие кроме осевого сжатия еще и изгиб (эксцентриситеты в приложении нагрузки, начальные искривления и другие причины). Эти эксцентриситеты и погнутости зависят от многих факторов и являются случайными величинами. Изучение их статистическими методами показывает, что случайные эксцентриситеты и погнутости увеличиваются при возрастании гибкости (рис. 3.16, *д*). Для учета этих неблагоприятных факторов расчет стержней, сжатых осевой силой, производится как внецентренно сжатых (см. § 3, п. 6) с малыми эксцентриситетами.

Проверка устойчивости стержней, сжатых осевой силой, сводится к сравнению напряжений, полученных от расчетных нагрузок и равномерно распределенных по сечению с критическими, вычисленными с учетом начальных эксцентриситетов, т. е.

$$\sigma = N/A \leqslant \sigma_{кре}.$$

Для удобства расчетов критические напряжения выражают через расчетное сопротивление стали, умноженное на коэффициент продольного изгиба φ; $\sigma_{кр} = \varphi R$ и устойчивость стержней, сжатых осевой силой, проверяют по формуле

$$N/A \leqslant \varphi R\gamma \text{ или } N/A\varphi \leqslant R\gamma. \qquad (3.36)$$

Коэффициент φ зависит от гибкости стержня и величины расчетного сопротивления и определяется по формулам, приведенным в СНиП II-23-81. Численные значения φ приведены в прил. 7.

Величина критических напряжений, а следовательно, и значения коэффициентов φ зависит от вида диаграммы работы материала σ—ε, которая для разных марок стали различна. Однако при построении диаграмм растяжения сталей в безразмерных параметрах $\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_т$ и $\bar{\varepsilon} = \varepsilon E/\sigma_т$ (рис. 3.16, *е*) их вид на участке $0 < \bar{\sigma} \leqslant 1$ (до перехода стали в пластическое состояние) приблизительно совпадает. Это дает возможность принять для всех марок стали единую унифицированную диаграмму работы.

Значения всех параметров, связанных с расчетом на устойчивость элементов конструкций, получены в нормах на основе такой унифицированной диаграммы.

6. Предельные состояния и расчет внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов

Предельные состояния внецентренно растянутых и жестких внецентренно сжатых элементов определяются несущей способностью по прочности или развитием пластических деформаций, а гибких внецентренно сжатых — потерей устойчивости.

Расчет на прочность. Предельные состояния по прочности внецентренно растянутых (растянуто-изогнутых) и внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) элементов конструкций при динамических воздействиях, а также элементов конструкций, выполненных из сталей высокой

прочности с расчетным сопротивлением $R>580$ МПа, определяются достижением наибольшими фибровыми напряжениями расчетного сопротивления. Их расчет выполняется по упругой стадии работы материала по формуле

$$N/A_{нт} \pm \frac{M_x}{I_{xнт}} y \pm \frac{M_y}{I_{yнт}} x \leqslant R\gamma. \qquad (3.37)$$

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов из пластичных сталей с пределом текучести до 580 МПа при действии статических нагрузок предельное состояние по прочности определяется с учетом развития пластических деформаций.

Развитие пластических деформаций при наличии момента и продольной силы так же, как и в изгибаемых элементах, приводит к образованию шарнира пластичности, но при этом положение нейтральной оси в процессе развития пластических деформаций смещается (рис. 3.17). При увеличении момента и продольной силы на одной из сторон стержня фибровые напряжения достигают предела текучести и затем останавливаются в своем развитии.

Напряжения в прочих фибрах (угол наклонной части эпюры напряжений) продолжают расти, пока, наконец, напряжения на другой стороне стержня не достигнут предела текучести, после чего пластичность распространяется на все фибры сечения (см. рис. 3.17). Очевидно, что разность площадей эпюр напряжений, умноженная на $\sigma_т$, равна предельной продольной силе

$$N_{пр} = \sigma_т A_1, \qquad (3.38)$$

где A_1 и A_2— площади частей сечения, показанные на рис. 3.17.

Площадь A_2 определяет одну составляющую пары изгибающего момента; такая же площадь на другой стороне сечения должна определять вторую составляющую этой пары. Отсюда предельный момент

$$M_{пр} = \sigma_т A_2 e, \qquad (3.39)$$

где e — расстояние между центрами площадей A_2.

Таким образом, в пластической стадии напряжения от продольной силы и момента можно условно разделить. Напряжения от продольной силы занимают среднюю часть — сечения $A_1=A-2A_2$, а напряжения от момента — края на площадях A_2.

При развитии шарнира пластичности соотношение предельных продольных сил, отвечающих наличию момента $N^м_{пр}$ и его отсутствию $N^о_{пр}$, определяется отношением $\nu=N^м_{пр}/N^о_{пр}<1$, а соотношение предельных моментов, отвечающих наличию продольной силы $M^N_{пр}$ и ее отсутствию $M^о_{пр}$, определяется отношением $\mu=M^N_{пр}/M^0_{пр}<1$.

Для прямоугольного сечения связь между этими отношениями выражается параболой (рис. 3.18)

$$\nu^2+\mu=1. \qquad (3.40)$$

Для двутавровых сечений эта зависимость ближе к линейной и может быть выражена

$$\nu^2-a\mu\nu+\mu=1, \qquad (3.41)$$

где a — коэффициент, определяемый характером распределения материала по сечению двутавра.

Аналогичный подход может быть использован и при работе стержня на совместное действие двух моментов M_x и M_y и нормальной силы.

Образование шарнира пластичности приводит к неограниченному росту перемещений. Для обеспечения эксплуатационной пригодности конструкций проверяют прочность элементов при совместном действии изгиба и осевой силы, как и изгибаемых элементов (см. п. 4 настоящего параграфа), по критерию ограниченных пластических деформаций

$$\left(\frac{N}{A_{нт} R\gamma}\right)^n + \frac{M_x}{c_x M_{x\min} R\gamma} + \frac{M_y}{c_y W_{y\min} R\gamma} \leqslant 1. \qquad (3.42)$$

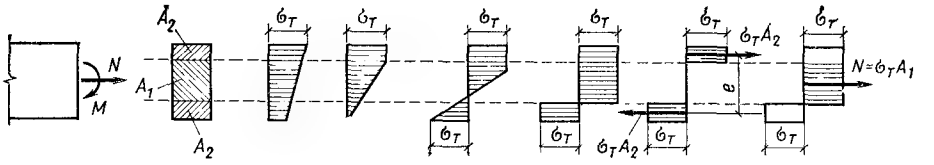


Рис. 3.17. Образование шарнира пластичности при действии M и N

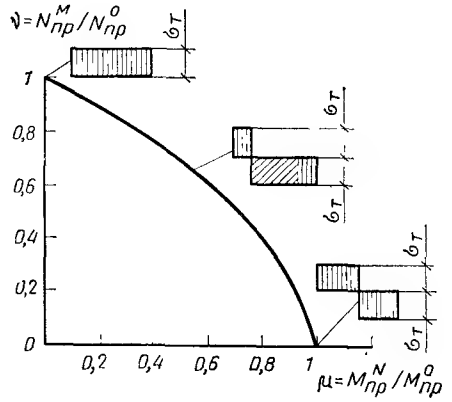
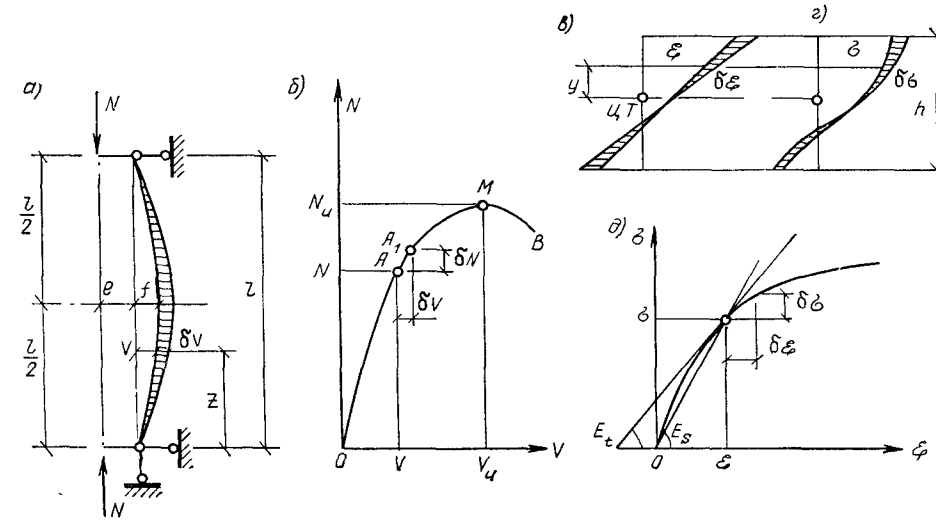


Рис. 3.18. Граничная кривая перехода материала в пластическое состояние при совместном действии M и N

Рис. 3.19. К расчету внецентренно-сжатых стержней при потере устойчивости

а — расчетная схема; *б* — кривая состояния равновесия, *в* — эпюра деформаций в сечении; *г* — эпюра напряжений; *д* — диаграмма работы материала



Коэффициенты n, c_x и c_y учитывают степень развития пластических деформаций и зависят от формы сечения. Численные значения этих коэффициентов при $\bar{\varepsilon}=3$ для некоторых типов сечения приведены в прил. 5.

Проверка устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов. При приложении сжимающей силы с эксцентрицитетом стержень работает как внецентренно сжатый. При одновременном приложении продольной осевой силы и поперечной нагрузки, вызывающей изгиб, стержень будет сжато-изгибаемым. Хотя в том и в другом случае по сечению развиваются напряжения одинакового вида, вызванные продольной силой и моментом, работа стержня в этих случаях несколько отличается главным образом в предельном состоянии при малых гибкостях. Однако в целях упрощения практических методов расчета (в небольшой запас) сжато-изгибаемые стержни при рассмотрении критического состояния потери устойчивости приравниваются к внецентренно сжатым, имеющим эксцентрицитет $e=M/N$.

Напомним, что даже при осевом приложении нагрузки всегда имеют-

ся случайные эксцентрицитеты, и поэтому исследованная выше работа центрально сжатых стержней (п. 5 данного параграфа) является по существу работой сжатых стержней с малыми эксцентрицитетами. Работа же внецентренно сжатых стержней с большими или малыми эксцентрицитетами не имеет принципиальных отличий; только большие значения эксцентрицитетов и моментов сказываются на работе внецентренно сжатых стоек более ярко, процесс же потери устойчивости остается тождественным.

При внецентренном сжатии с самого начала приложения нагрузки помимо продольной деформации возникает изгиб стержня (рис. 3.19, *а*). Поэтому расчет таких стержней следует проводить по деформированной схеме.

На рис. 3.19, *б* показана зависимость между сжимающей силой N и стрелкой прогиба стержня v. Восходящая ветвь диаграммы характеризует устойчивое состояние стержня, нисходящая — неустойчивое, а несущая способность равна максимальному значению сжимающей силы N_u, которая может быть воспринята стержнем.

При определении критической (предельной) силы N_u принимаются следующие основные предпосылки:

перемещения считаются достаточно малыми, что позволяет использовать приближенное выражение для кривизны изогнутой оси

$$\rho \approx -v''; \tag{3.43}$$

относительные деформации в поперечном сечении ε следуют гипотезе плоских сечений (рис. 3.19, *в*)

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \rho y = \varepsilon_0 - v'' y; \tag{3.44}$$

связь между нормальными напряжениями σ и относительными деформациями ε для материала устанавливается зависимостью

$$\sigma = f(\varepsilon); \tag{3.45}$$

в процессе возрастания нагрузки и в момент потери устойчивости влияние разгрузки не учитывается, т. е. рассматривается нелинейно упругий материал (см. рис. 3.16, *в* и 3.19, *б*) как в условиях догрузки, так и разгрузки.

Для определения предельной нагрузки N_u применим метод бесконечно малых возмущений в окрестностях состояний равновесия стержня. Для этого рассмотрим некоторое исходное состояние равновесия в точке A (см. рис. 3.19, *б*). Условия равновесия внешних и внутренних сил и изгибающих моментов в сечениях стержня имеют вид

$$-\int_A \sigma dA + N = 0; \quad -\int_A \sigma y dA + N(v + e) = 0. \tag{3.46}$$

Наряду с этим рассмотрим другое состояние равновесия в точке A_1, отличающееся от исходного на бесконечно малую величину перемещения δv (см. рис. 3.19, *а*, *б*). При этом деформации и напряжения в сечениях получают приращения, равные соответственно $\delta\varepsilon$ и $\delta\sigma$ (см. рис. 3.19, *в*, *г*). Условия равновесия внешних и внутренних сил и моментов для нового равновесного состояния в точке A_1 получат следующий вид:

$$-\int_A (\sigma + \delta\sigma)\, dA + N + \delta N = 0; \quad -\int_A (\sigma + \delta\sigma)\, y dA + (N + \delta N)(v + \delta v + e) = 0. \tag{3.47}$$

Вычитая почленно из уравнений (3.47) уравнения (3.46) с точностью до бесконечно малых второго порядка, получим условия равновесия для бесконечно малых приращений:

$$-\int_A \delta\sigma dA + \delta N = 0; \quad -\int_A \delta\sigma y dA + N\delta v + \delta N(v + e) = 0. \tag{3.48}$$

Полученные зависимости (3.48) справедливы для любой точки кривой состояний равновесия ОМВ (см. рис. 3.19, *б*).

Практический интерес представляет решение этих уравнений для точки M максимума кривой OMB. В бесконечно малой окрестности точ-

ки M сжимающая сила постоянна, в связи с чем имеем $\delta N=0$. При этом из уравнений (3.48) получаем:

$$-\int_A \delta\sigma dA=0; \quad -\int_A \delta\sigma y dA+N\delta v=0. \tag{3.49}$$

Из диаграммы работы материала $\sigma=f(\varepsilon)$ имеем (см. рис. 3.19, *д*)

$$\delta\sigma=\delta\varepsilon\frac{d\sigma}{d\varepsilon}=E_t\,\delta\varepsilon, \tag{3.50}$$

где E_t — касательный модуль для диаграммы работы материала стержня.

С учетом (3.44) находим

$$\delta\varepsilon=\delta\varepsilon_0+\delta\rho y=\delta\varepsilon_0-\delta v'' y. \tag{3.51}$$

Подставляя $\delta\sigma$ из (3.50) в условия равновесия (3.49) с учетом (3.51), получим:

$$-\int_A E_t(\delta\varepsilon_0-\delta v'' y)\,dA=0; \quad -\int_A E_t(\delta\varepsilon_0-\delta v'' y)\,y dA+N\delta v=0. \tag{3.52}$$

Определяя из первого уравнения системы (3.52) величину $\delta\varepsilon_0$ и подставляя ее во второе уравнение этой системы, получим дифференциальное уравнение для определения N_u в следующем виде:

$$EI_t\,\delta v''+N\delta v=0, \tag{3.53}$$

где I_t — момент инерции приведенного с учетом касательного модуля сечения относительно его собственной центральной оси.

При решении практических задач форма изогнутой оси обычно принимается по полуволне синусоиды (см. рис. 3.19, *а*)

$$v=f\sin\frac{\pi z}{l}. \tag{3.54}$$

В этом случае условия равновесия достаточно рассмотреть только в наиболее напряженном (срединном) сечении стержня. При этом из решения уравнения (3.53) с учетом (3.54) находим

$$N_u=\pi^2 EI_t/l^2. \tag{3.55}$$

Для определения приведенной жесткости стержня EI_t необходимо знать эпюру напряжений в наиболее нагруженном сечении стержня. Зависимость (3.45) можно записать в виде

$$\sigma=E_S\,\varepsilon=E_S(\varepsilon_0-v'' y),$$

где E_S — секущий модуль (см. рис. 3.19, *д*).

Тогда, рассматривая систему (3.46) с учетом (3.45) получим дифференциальное уравнение изгиба внецентренно сжатого стержня

$$EI_{ef}\,v''+N(v+e)=0, \tag{3.56}$$

где $I_{ef}=M/E\rho$ — момент инерции приведенного с учетом секущего E_S модуля сечения относительно его собственной центральной оси.

Из решения уравнения (3.56) с учетом (3.54) для срединного сечения стержня в точке максимума M кривой его состояний равновесия ($v=f$; $N=N_u$) получаем

$$M=N_u(e+f)=\frac{N_u e}{1-N_u/N_{ef}}, \tag{3.57}$$

где

$$N_{ef}=\pi^2 EI_{ef}/l^2.$$

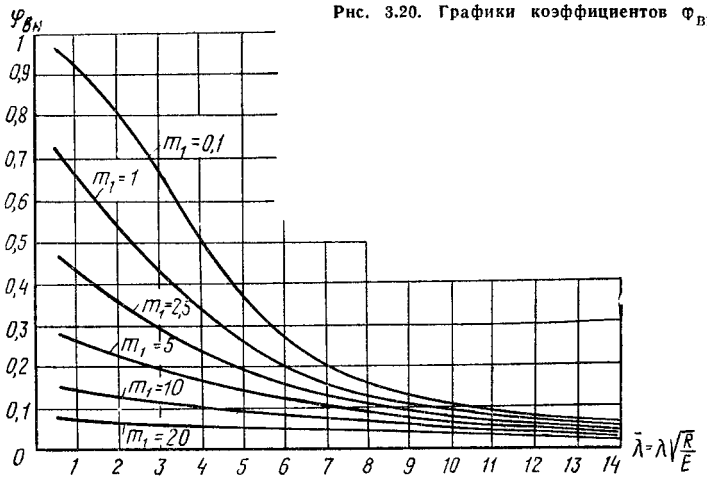
Таким образом, значения предельных параметров в точке M определяются в результате совместного решения двух уравнений (3.55) и (3.57) для срединного сечения стержня.

В соответствии с изложенным разработана методика расчета на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изогнутых элементов, установленная в нормах на проектирование стальных конструкций.

Проверка устойчивости элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии (изгибная форма потери устойчивости), производится по формуле

$$N/\varphi_{\text{вн}}A\leqslant R\gamma, \tag{3.58}$$

Рис. 3.20. Графики коэффициентов $\varphi_{вн}$



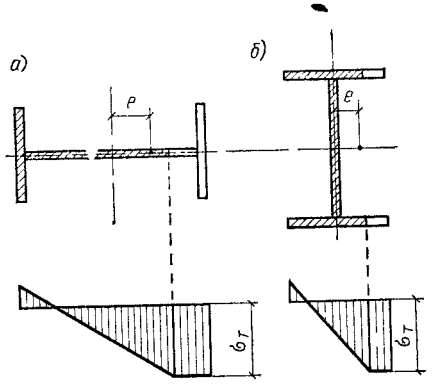


Рис. 3.21. Распространение пластических деформаций в двутавровом сечении
а — при эксцентрицитете в плоскости стенки; *б* — при эксцентрицитете перпендикулярно стенке

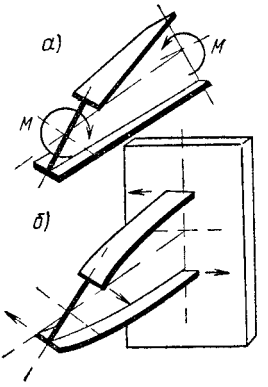


Рис. 3.22 Кручение балки
а — свободное, *б* — стесненное

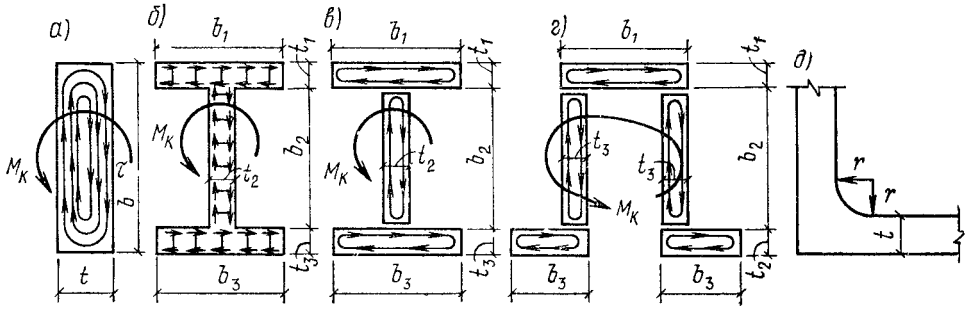


Рис. 3.23. Кручение различных профилей
а — пластины, *б* — двутавра, *в* — двутавра, расчлененного на пластины, *г* — то же, швеллера; *д* — сопряжение пластин

где $\varphi_{вн}=\sigma_{кр\ вн}/R$ — коэффициент снижения расчетных напряжений при внецентренном сжатии определяется в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентрицитета m_1, определяемого по формуле

$$m_1=\eta m, \tag{3.59}$$

где η — коэффициент влияния формы сечения, $m=eA/W_c$ — относительный эксцентрицитет (отношение эксцентрицитета к радиусу ядра сечения); W_c — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна, $e=M/N$ — эксцентрицитет приложения нормальной силы, M — расчетный момент, принимаемый в зависимости от условий закрепления стержня по концам и вида эпюры моментов

Зависимость коэффициента $\varphi_{вн}$ от гибкости и приведенного эксцентрицитета показана на рис. 3.20 (см. прил. 8).

Коэффициент влияния формы сечения учитывает степень ослабления сечения при потере устойчивости пластическими деформациями. При сжатии двутаврового сечения с эксцентрицитетом в плоскости стенки (рис. 3.21, *а*) текучесть быстро распространяется по толщине полки и сечение превращается в тавровое. Резкое ослабление сечения в этом случае учитывается коэффициентом $\eta > 1$. В случае незначительного ослабления сечения пластическими деформациями (рис. 3.21, *б*) коэффициент $\eta < 1$. Для прямоугольного сечения $\eta = 1$. В сквозных внецентренно-сжатых стержнях напряжения по сечению ветвей распределяются почти равномерно, т. е. ветви работают на центральное сжатие. Поэтому расчет их на устойчивость ведут по появлению краевой текучести. Коэффициент влияния формы сечения в этом случае не учитывают. Значения коэффициента $\varphi_{вп}$ (см. прил. 9) получаются меньше, чем для сплошностенчатых стержней.

Если сжимающая сила приложена не в центре изгиба, то стержень не только изгибается, но и закручивается и теряет устойчивость по изгибно-крутильной форме. Переход части сечения в пластическую стадию работы смещает центр изгиба и также способствует закручиванию стержня. Эта форма потери устойчивости наиболее характерна для тонкостенных незамкнутых сечений, обладающих низкой крутильной жесткостью.

Во внецентренно сжатых элементах, у которых жесткости в обоих главных направлениях различны ($I_x > I_y$) и момент действует в плоскости наибольшей жесткости, возможна потеря устойчивости в плоскости, перпендикулярной действующему моменту. Проверка устойчивости таких стержней из плоскости действия момента согласно СНиП II-23-81 производится по формуле

$$N / c\varphi_y A \leqslant R\gamma, \tag{3.60}$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально сжатого стержня в зависимости от гибкости λ_y (см. прил. 7); c — коэффициент, учитывающий изгибно-крутильную форму потери устойчивости и зависящий от относительного эксцентрицитета и формы сечения.

Практические рекомендации по проверке устойчивости сжато-изогнутых стержней изложены в гл. 14.

7. Кручение, расчет на кручение элементов конструкций

Элементы конструкций при свободном кручении, т. е. когда они по длине и на концах не стеснены и каждое сечение может депланировать (перекашиваться) в зависимости от развивающихся продольных деформаций (рис. 3.22, *а*), рассчитывают на чистое кручение. Изгибающие моменты в таких элементах равны нулю.

Расчет этих элементов ведется методами, изложенными в курсе сопротивления материалов и теории упругости. По этим методам

$$\tau_{max} = M_к r / I_к = M_к / W_к, \tag{3.61}$$

где $M_к$ — крутящий момент; r — расстояние от центра кручения до точки, в которой касательные напряжения имеют максимальное значение; $W_к$ — момент сопротивления при кручении; $I_к$ — момент инерции при кручении.

Момент инерции при кручении сложного профиля, который можно расчленить на ряд пластин, определяют как сумму моментов инерции отдельных пластин (рис. 3.23):

$$I_к = \alpha (I_{к1} + I_{к2} + \ldots + I_{кn}) = \alpha \sum_1^n I_{кi}. \tag{3.62}$$

Например, для двутаврового профиля (см. рис. 3.23, *в*)

$$I_к = \alpha (I_{к1} + I_{к2} + I_{к3}) = \frac{\alpha}{3} \left[b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3 + b_3 t_3^3 \right], \tag{3.63}$$

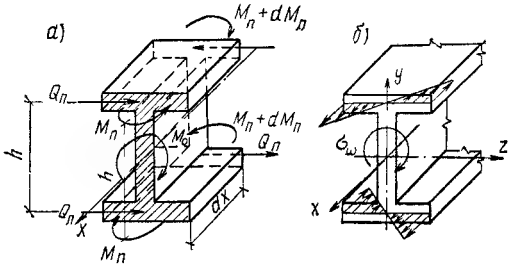


Рис. 3.24. Нормальные напряжения при кручении тонкостенного двутаврового профиля

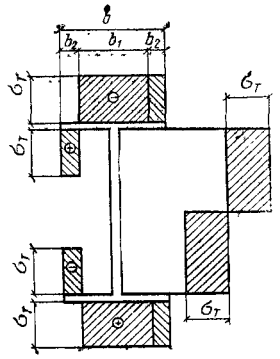


Рис. 3.25. Распределение напряжений в пластической стадии при изгибе и кручении

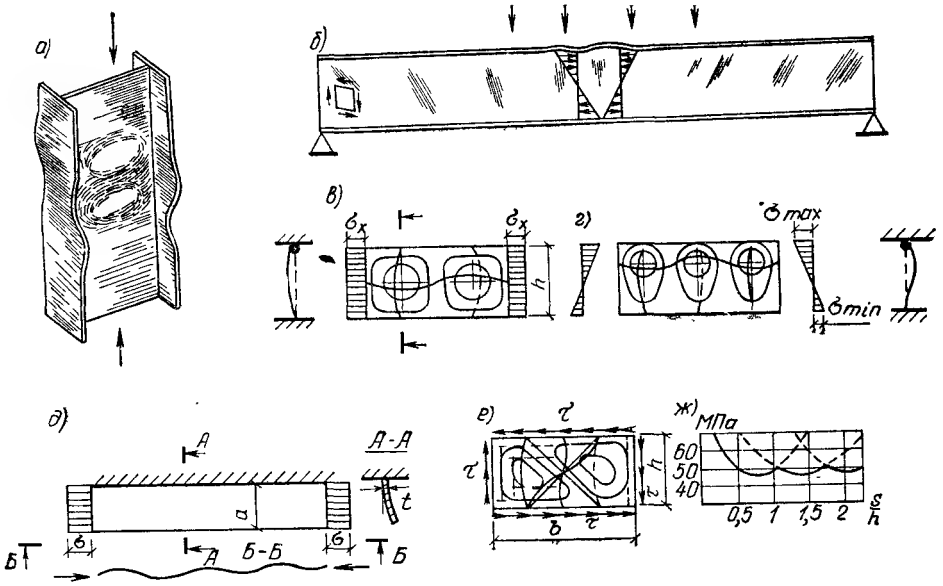


Рис. 3,26. Местная потеря устойчивости поясами и стенкой

а — в центрально сжатом элементе; *б* — в изгибаемом элементе; *в* — при равномерном распределении напряжений по сечению; *г* — при неравномерном распределении напряжений по сечению; *д* — пластиной при защемлении по одной кромке (свес полки); *е* — при действии касательных напряжений; *ж* — изменение критических напряжений изгиба при увеличении S/h (S — длина волны)

где α — коэффициент: для двутавров — 1,3, для швеллеров — 1,12, для уголков — 1, для сварных балок с ребрами жесткости и приваренными к ним поясами — 1,5, для клепаных балок — 0,5.

Этот метод дает достаточно хорошие результаты при определении основных напряжений и при подборе сечений. Однако он не учитывает концентрации касательных напряжений при кручении, возникающей во входящих закругленных углах, которую необходимо учитывать при проверке выносливости конструкций и возможности хрупкого разрушения.

По исследованиям Э. Треффца, наибольшее напряжение в закруглениях (см. рис. 3.23, *д*)

$$\tau_{max} = 1,74\tau_0 \sqrt[3]{t/r}\,. \qquad (3.64)$$

При стесненном кручении, т. е. когда свободная депланация сечения становится невозможной, кручение сопровождается изгибом отдельных элементов сечения (например, полок двутаврового профиля см. рис. 3.22, *б*); такое кручение называют стесненным или изгибным кручением.

Из курса сопротивления материалов известно, что при стесненном кручении стержень закручивается и происходит изгиб каждой из пла-

стин профиля (например, полок двутаврового профиля, см. рис. 3.22, *б*). Полки изгибаются в противоположных направлениях поперечными силами, возникающими от действия крутящего момента, в результате чего в них возникают изгибающие моменты и дополнительные секториальные напряжения (рис. 3.24*б*). Воздействия этих двух противоположных моментов характеризуются дополнительной силовой функцией — бимоментом B, равным произведению моментов $M_п$ на расстояние между ними h (см. рис. 3.24, *а*); таким образом, $B = M_п h$, что эквивалентно моменту внешних сил, умноженному на эксцентрицитет от плоскости приложения этих сил до центра изгиба.

Наибольшие значения этих (секториальных) напряжений

$$\sigma_\omega = B/W_\omega, \tag{3.65}$$

где W_ω — секториальный момент сопротивления, равный I_ω/ω_1; I_ω — секториальный момент инерции сечения.

$$I_\omega = \int_A \omega^2 \, dA, \tag{3.66}$$

ω_1 — секториальная площадь крайней точки сечения.

Для прокатных сечений (швеллеров и двутавров) секториальные характеристики (момент инерции, момент сопротивления) приводятся в справочниках.

Общее выражение напряжения элемента, подвергнутого воздействию продольной силы N, моментов в двух плоскостях M_x и M_y и кручения, имеет вид

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{B\omega_1}{I_\omega}. \tag{3.67}$$

После достижения краевыми напряжениями предела текучести по сечению начинают развиваться пластические деформации, и при последующем увеличении нагрузки они пронизывают все сечение (рис. 3.25).

При полном развитии пластических деформаций напряжения от изгиба и закручивания условно можно разделить. Напряжения от изгиба сосредоточиваются в средней части полки шириной $b_1 = b - 2b_2$ и стенке, а кручение уравновешивается напряжениями, действующими на краевых участках полок. Соответственно с уменьшением ширины полок, активно участвующих в восприятии изгибающего и крутящего моментов, несущая способность изгибаемой балки при наличии закручивания существенно снижается.

8. Проверка местной устойчивости элементов

У тонкостенных стержней, особенно небольшой гибкости, стенка или полка могут потерять устойчивость раньше, чем происходит потеря устойчивости стержня в целом (рис. 3.26). Потеря устойчивости каким-либо элементом сечения стержня (местная потеря устойчивости) и выход его из работы (даже частичный) резко ослабляют стержень, часто делая недеформированную часть сечения несимметричной; центр изгиба при этом перемещается, стержень начинает закручиваться и быстро теряет устойчивость.

Потеря устойчивости может произойти от воздействия нормальных, равномерно распределенных по сечению напряжений (стенки и полки центрально сжатых и полки изгибаемых элементов), нормальных неравномерно распределенных напряжений (стенки внецентренно сжатых стержней и изгибаемых элементов), касательных напряжений (стенки изгибаемых элементов) и от совместного воздействия нормальных и касательных напряжений (см. рис. 3.26).

Потеря устойчивости может происходить как при упругой, так и при упругопластической работе элемента.

При решении задачи о местной устойчивости считают, что отдельные элементы, составляющие стержень, работают как пластинки, сочлененные между собой шарнирно, упруго или жестко.

Критическую силу потери устойчивости находят из условия равенства работы внешних сил и напряжений, возникающих в пластине при данной форме деформации. Критическая сила зависит от упругих свойств материала, размеров пластины — ширины, длины (расстояния между окаймлениями пластины), толщины и условий закрепления ее по краям. Длинная пластинка, закрепленная только по продольным краям (см. рис. 3.26, *д*), теряет устойчивость по волнообразной поверхности. Длина волны зависит от силовых воздействий и характера закрепления пластины, в частности при равномерном распределении напряжений длина волны равна ширине пластины (см. рис. 3.26, *в*). При большом числе волн критическая сила потери местной устойчивости при упругой работе материала

$$N_{кр} = c\pi^2 EI_ц/h^2, \tag{3.68}$$

где c — функция, зависящая от вида закрепления и распределения напряжений по сечению; $EI_ц = EI/(1-\nu^2) = Eht^3/12(1-\nu^2)$ — цилиндрическая жесткость пластины; ν — коэффициент Пуассона; h и t — ширина (высота) и толщина пластины.

Соответственно критическое напряжение

$$\sigma_{кр} = N_{кр}/ht = \frac{c\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}(t/h)^2 = k(t/h)^2. \tag{3.69}$$

Для того чтобы местная устойчивость не ограничивала несущей способности элемента, действующие в пластинке напряжения не должны превышать $\sigma_{кр}$. Варьируя размерами пластинки и условиями закрепления, добиваются повышения $\sigma_{кр}$ и обеспечения местной устойчивости.

Рассмотрим наиболее распространенные случаи местной устойчивости элементов металлических конструкций.

Пояса балок и колонн

Сжатые пояса двутавровых сечений балок и колонн представляют собой длинную пластину, нагруженную равномерно распределенными по сечению пластины нормальными напряжениями, действующими вдоль ее длинной стороны, и прикрепленную длинной стороной к стенке двутаврового сечения. Потеря устойчивости такой пластины происходит путем волнообразного выпучивания ее краев (см. рис. 3.26, *д*), середина же пластины остается прямолинейной, так как стенка препятствует ее выпучиванию.

В балках, работающих без учета пластических деформаций, критические напряжения, полученные по формуле (3.69), приравниваются к расчетному сопротивлению материала пояса $\sigma_{кр} = R$ и из этого условия получается, что неокаймленный свес пояса (половина ширины пояса) должен быть

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}5\sqrt{E/R}, \tag{3.70}$$

где $b_{св}$ — неокаймленный свес пояса; $t_п$ — толщина пояса.

Для малоуглеродистых сталей отношение свеса к толщине пояса составляет около 15.

В случае учета пластических деформаций в работе балки устойчивость пояса ухудшается, и требования для проверки устойчивости поясов двутавровых балок получены из условия одновременной потери устойчивости стенки и пояса.

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}11 h_{ст}/t_{ст}, \text{ но не более } 0{,}5\sqrt{E/R}, \tag{3.71}$$

где $h_{ст}$ — расчетная высота стенки балки; $t_{ст}$ — толщина стенки балки.

В колоннах местная устойчивость поясных листов приравнивается к общей устойчивости колонны и принимается $\sigma_{кр} = \varphi R$. Уменьшение $\sigma_{кр}$ для полок колонн дает возможность увеличить свес пояса, и поэтому в колоннах свес пояса обычно может быть больше, чем в балках. Неокаймленный свес полки колонны определяется по формуле

$$b_{св}/t_п \leqslant (0{,}36 + 0{,}10\bar{\lambda})\sqrt{E/R}, \tag{3.72}$$

где $0{,}8 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 4$ — условная гибкость колонны.

Стенки центрально сжатых колонн двутаврового сечения представляют собой длинную пластину, нагруженную равномерно распределенными по сечению пластины нормальными напряжениями, действующими вдоль ее длинной стороны. Эта пластина прикреплена к поясам колонн, которые препятствуют ее выпучиванию по краям. Потеря устойчивости такой пластины может происходить путем волнообразного выпучивания ее середины (см. рис. 3.26, *в*), причем длина полуволны составляет около 0,7 ширины пластины. Коэффициент c в формуле (3.69) зависит от условий закрепления поясов и стенки центрально-сжатых колонн.

Устойчивость стенки колонн подобно устойчивости поясов приравнивается к общей устойчивости колонны, но предельные отношения ширины стенки к ее толщине благодаря разным условиям закрепления пластины получаются больше, и для стенок из малоуглеродистой стали при $\bar{\lambda}=2{,}8$ доходят до 70:

$$h_{ст}/t_{ст} \leqslant (0{,}36+0{,}8\,\bar{\lambda})\sqrt{E/R}\,, \text{ но не более } 2{,}9\sqrt{E/R}\,, \tag{3.73}$$

где $h_{ст}$ и $t_{ст}$ — ширина и толщина стенки; $\bar{\lambda}>0{,}8$ — условная гибкость колонны.

Стенки внецентренно сжатых колонн двутаврового сечения по условиям закрепления не отличаются от стенок центрально сжатых колонн, но напряженное состояние их более благоприятно, так как момент уменьшает сжимающие нормальные напряжения в части стенки (см. рис. 3.26, *г*).

Это обстоятельство учитывается коэффициентом α:

$$\alpha = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_{max}, \tag{3.74}$$

где σ_{max} — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс» и вычисленное без учета коэффициентов $\varphi_{вн}$ или $c\varphi$; σ_{min} — соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки со своим знаком.

Влияние неравномерности сжатия стенки на ее устойчивость удобно проследить по изменению коэффициента k в формуле (3.69) (см. табл. 7.3).

Из таблицы видно, что устойчивость пластины в зависимости от «полноты эпюры» сжимающих напряжений может изменяться до 3 раз. Однако на внецентренно сжатую колонну почти всегда помимо нормальной силы и момента действует и поперечная сила, вызывающая в стенке колонны касательные напряжения, которые ухудшают устойчивость стенки.

Проверка местной устойчивости стенки внецентренно сжатой колонны может быть осуществлена при $\alpha \leqslant 0{,}5$ по формуле (3.73) как для центрально сжатой колонны, при $\alpha \geqslant 1$ — по формуле

$$h_{ст}/t_{ст} = 4{,}35\sqrt{\frac{(2\alpha-1)\,E}{\sigma_{max}\left(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2}\right)}} \leqslant 3{,}8\sqrt{E/R}\,, \tag{3.75}$$

где $\beta=1{,}4(2\alpha-1)\dfrac{\tau}{\sigma}$; $\tau=Q/t_{ст}h_{ст}$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении; σ_{max} — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки.

При $0{,}5<\alpha<1$ отношение

$$h_{ст}/t_{ст}$$

определяется линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha=0{,}5$ и $\alpha=1$.

Стенки балок двутаврового сечения представляют собой пластины, упруго защемленные в поясах, часто дополнительно укрепленные поперечными и продольными ребрами жесткости (подробно см. гл. VII). Они могут испытывать нормальные, касательные и местные напряжения.

Нормальные напряжения в стенке балки распределены по высоте сечения неравномерно, обычно $\alpha=2$. Поэтому они играют меньшую роль в устойчивости стенки, чем это имеет место во внецентренно сжатых ко-

лоннах (см. рис. 3.26, *г*). Определение критического напряжения идет по полученной из (3.69) формуле

$$\sigma_{кр} = c_{кр} R/\bar{\lambda}^2_{ст}, \tag{3.76}$$

где $30 < c_{кр} < 35{,}5$ — коэффициент, зависящий от степени упругого защемления стенки в поясах (см. гл. 7).

Принимая $\bar{\lambda} = h_{ст}/t_{ст}\sqrt{R/E}$, минимальное значение $c_{кр}$ и приравнивая $\sigma_{кр} = R$, мы получаем, что стенка может потерять местную устойчивость от действия одних нормальных напряжений при $\bar{\lambda}_{ст} \geqslant 5{,}5$ (что соответствует для малоуглеродистой стали соотношению $h_{ст}/t_{ст} \geqslant 160$), т. е. будучи очень гибкой.

Касательные напряжения в изгибаемых балках играют бо́льшую роль, чем во внецентренно сжатых колоннах, и могут вызвать волнообразную потерю устойчивости стенки, показанную на рис. 3.26, *е*.

Определение критического напряжения потери устойчивости от действия одних касательных напряжений производят по формуле, полученной из (3.69) (см. гл. 7):

$$\tau_{кр} = 10{,}3 R_{ср}/\bar{\lambda}^2_{ст}. \tag{3.77}$$

Приравнивая $\tau_{кр} = R_{ср}$, получаем, что стенка может потерять устойчивость от действия только касательных напряжений при $\bar{\lambda}_{ст} \geqslant 3{,}2$, что соответствует для малоуглеродистой стали приблизительно $h_{ст}/t_{ст} \geqslant 95$.

В случае укрепления стенки поперечными ребрами жесткости размеры неукрепленной пластины уменьшаются, устойчивость стенки увеличивается и критические напряжения можно определять по формуле

$$\tau_{кр} = 10{,}3\,(1 + 0{,}76/\mu^2)\, R_{ср}/\bar{\lambda}^2_{ст}, \tag{3.78}$$

где μ — отношение большей стороны пластины, окаймленной поясами и ребрами жесткости, к меньшей.

Местные напряжения в стенке возникают в местах приложения нагрузки к сжатому поясу балки, не укрепленному ребрами жесткости (см. гл. 7). Они также способствуют местной потере устойчивости стенки, и их критическое значение напряжения можно определять по формуле

$$\sigma_{м.кр} = c_1 R/\bar{\lambda}^2_a, \tag{3.79}$$

где c_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 7.5; $\bar{\lambda}_a = a/t_{ст}\sqrt{R/E}$ — условная гибкость отсека стенки балки, в котором приложена местная нагрузка; a — расстояние между поперечными ребрами жесткости, ограничивающими рассматриваемый отсек балки.

Совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений ухудшает устойчивость стенки балки. Критические напряжения при совместном действии нормальных, касательных и местных напряжений будут меньше, чем при действии каждого из них порознь. Поэтому, обозначив через $\sigma^{\tau}_{кр}$, $\tau^{\sigma}_{кр}$, $\sigma^{\sigma,\tau}_{м.кр}$ критические напряжения при их совместном действии, будем иметь:

$$\sigma^{\tau}_{кр}/\sigma_{кр} < 1; \quad \tau^{\sigma}_{кр}/\tau_{кр} < 1; \quad \sigma^{\sigma\tau}_{м.кр}/\sigma_{м.кр} < 1,$$

где $\sigma_{кр}$, $\tau_{кр}$ и $\sigma_{м.кр}$ — критические напряжения при раздельном действии σ, τ и $\sigma_м$.

Исследования С. П. Тимошенко, П. Ф. Папковича и Б. М. Броуде показали, что область устойчивости стенки при совместном действии σ и τ ограничивается дугой окружности, т. е.

$$\left(\sigma^{\tau}_{кр}/\sigma_{кр}\right)^2 + \left(\tau^{\sigma}_{кр}/\tau_{кр}\right)^2 = 1.$$

Фактические напряжения σ, τ и $\sigma_м$ определяются в предположении упругой работы материала по сечению брутто по формулам:

$$\sigma = (M/I_x)\, y; \quad \tau = Q/t_{ст}\, h_{ст}; \quad \sigma_м = F/t_{ст}\, l_o, \tag{3.80}$$

где M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека (см. гл. 7); F — расчетное значение нагрузки, вызывающей местные напряжения; l_o — условная длина распределения этой нагрузки; y — расстояние от нейтральной оси до края сжатой части стенки.

Фактические напряжения не должны превышать критических, т. е. $\sigma \leqslant \sigma_{кр}^{t}$, $\tau \leqslant \tau_{кр}^{\sigma}$, $\sigma_{м} \leqslant \sigma_{м\,кр}^{\sigma,\tau}$.

Заменяя в уравнении границы устойчивой области критические напряжения $\sigma_{кр}^{\tau}$, $\tau_{кр}^{\sigma}$ и $\sigma_{м\,кр}^{\sigma,\tau}$ на фактические, получим формулу проверки устойчивости стенки при совместном действии нормальных, касательных и местных напряжений.

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр} + \sigma_{м}/\sigma_{м.кр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} \leqslant \gamma, \qquad (3.81)$$

где γ — коэффициент условий работы балки.

Устойчивость стенок балок симметричного сечения в зоне развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения $\sigma_{м}=0$, и при соблюдении условий $A_{п}/A_{ст} > 0{,}25$; $2{,}2 < \bar{\lambda}_{ст} < 6$ и $\tau \leqslant 0{,}9R_{ср}$ может быть определена из условия одновременной потери устойчивости стенкой и поясом и проверена по формуле

$$M \leqslant R\gamma h_{ст}^2 t_{ст} (A_{п}/A_{ст} + \alpha), \qquad (3.82)$$

где $\alpha = 0{,}24 - 0{,}15(\tau/R_{ср})^2 - 8{,}5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_{ст} - 2{,}2)^2$; $A_{п}$ и $A_{ст}$ — площади поперечного сечения пояса и стенки балки; $\tau = Q/h_{ст}t_{ст}$ — среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении балки.

9. Предельные состояния и расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка усталости)

При многократно повторяющихся воздействиях нагрузки (в таких конструкциях, например, как подкрановые балки, балки рабочих площадок при проезде по ним подвижного состава и грузоподъемного оборудования, элементы бункерных и разгрузочных эстакад и т. п.) разрушение может произойти при напряжениях (предел выносливости) значительно ниже предела текучести. Поэтому за предельное принимают такое состояние конструкции, при котором в ней от многократно повторяющейся нагрузки возникают напряжения, равные пределу выносливости. Такое состояние относится к первой подгруппе первой группы предельных состояний.

Предельное состояние проверяют расчетом, сравнивая возникающие в конструкции напряжения с пределом выносливости по формуле

$$\sigma_{max} \leqslant \alpha R_{вб}\,\gamma_{вб}, \text{ но не более } R_{в}/\gamma_{в}, \qquad (3.83)$$

где $R_{вб}$ — расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали по табл. 32 СНиП II-23-81 и групп элементов конструкции по табл. 83 СНиП II-23-81; α — коэффициент, учитывающий число циклов нагружения n и вычисляемый при $n < 3{,}9 \cdot 10^6$ по формулам:

для групп элементов 1 и 2

$$\alpha = 0{,}064\,(n/10^6)^2 - 0{,}5\,(n/10^6) + 1{,}75; \qquad (3.84)$$

для групп элементов 3—8

$$\alpha = 0{,}07\,(n/10^6)^2 - 0{,}64\,(n/10^6) + 2{,}2; \qquad (3.85)$$

при $n > 3{,}9 \cdot 10^6$; $\alpha = 0{,}77$;

$\gamma_{вб}$ — коэффициент, определяемый в зависимости от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений; $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ (см. табл. 33, СНиП II-23-81); σ_{max} и σ_{min} — соответственно наибольшее и наименьшее по абсолютному значению напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные по сечению нетто без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ, $\varphi_{б}$, $\varphi_{вн}$. При разнозначных напряжениях коэффициент асимметрии напряжений следует принимать со знаком «минус».

При количестве циклов нагружения менее 10^5 проверяется малоцикловая прочность.

10. Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения

На основе теоретических и экспериментальных исследований стальных конструкций согласно СНиП II-23-81 центрально- и внецентренно-растянутые элементы, а также зоны растяжения изгибаемых элементов конструкций, возводимых в климатических районах с температурой от

—30 до —65 °С, следует проверять на прочность с учетом сопротивления хрупкому разрушению по формуле

$$\sigma_{max} \leqslant \beta R_{в}/\gamma_{в}, \qquad (3.86)$$

где σ_{max} — наибольшее растягивающее напряжение в расчетном сечении элемента, вычисленное по сечению нетто без учета коэффициентов динамичности и φ_6; β — коэффициент, учитывающий конструктивную форму, марку стали и расчетную температуру при эксплуатации, принимаемый по табл. 84 СНиП II-23-81.

Глава 4. СОРТАМЕНТ

§ 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВНЫХ ПРОФИЛЕЙ СОРТАМЕНТА

Первичным элементом стальных конструкций является прокатная сталь, которая выплавляется на металлургических заводах. Прокатная сталь, применяемая в стальных конструкциях, делится на две группы: *сталь листовая* (рис. 4.1, *а*) — толстая, тонкая и универсальная; *сталь профильная* (рис. 4.1, *б*, *в*, *г*, *д*, *ж*, *з*) — уголки, швеллеры, двутавры, тавры, трубы и т. п. Изготовленные на заводах металлических конструкций различные элементы конструкции (балки, колонны, фермы и т. п.) собираются на строительных площадках в конструктивные комплексы — сооружения. Наличие готовых прокатных элементов и машинная их обработка на заводах обеспечивают индустриальное изготовление конструкций.

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических характеристик, массы единицы длины, допусков и условий поставки называется *сортаментом* (см. прил. 14). Разнообразие видов профилей, входящих в сортамент, а также достаточно частая градация размеров одного вида профиля обеспечивают экономичное проектирование конструкций при возможности создания разнообразных конструктивных форм. Коэффициент градации (отношение площади сечения данного профиля F_n к площади сечения ближайшего меньшего F_{n-1}) в каждом сортаменте имеет переменное значение. В области наиболее применяемых профилей коэффициент градации меньше.

Стоимость разных профилей различна. Наиболее дешевыми являются листовая сталь, прокатные двутавры и швеллеры, что стимулирует их широкое применение. Применение при проектировании большого разнообразия профилей увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т. п. С целью уменьшения объема работ при изготовлении конструкций введены сокращенные сортаменты, составленные для проектирования строительных конструкций из наиболее употребительных и экономичных профилей.

Первый сортамент прокатной стали в России был составлен в 1900 г. под руководством известного мостостроителя проф. Н. А. Белелюбского.

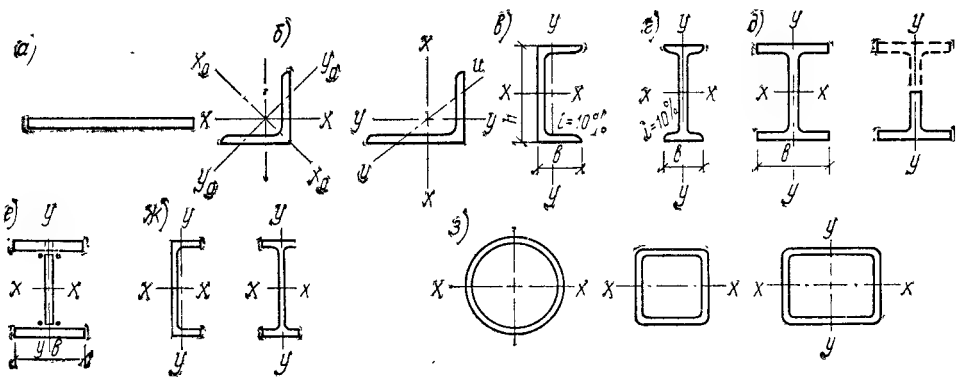


Рис. 4.1. Основные виды прокатных профилей

В настоящее время ГОСТы на сортамент составляют на основе теоретических исследований по выявлению наиболее рациональных типов профилей и частоты их градаций. Исследования показали, что наиболее экономными по расходу стали являются тонкостенные профили.

Формы большинства применяемых в строительных конструкциях профилей (см. рис. 4.1, *б*, *в*, *г*) разработаны еще в прошлом веке, когда конструкции изготовлялись только с соединениями на заклепках и болтах, к чему и были приспособлены формы профилей. В настоящее время конструкции изготовляются сварными, в которых более рационально применять разновидности замкнутых, трубчатых профилей.

§ 2. СТАЛЬ ЛИСТОВАЯ

Листовая сталь (см. прил. 14 табл. 5) широко применяется в строительстве, она классифицируется следующим образом:

сталь толстолистовая (ГОСТ 19903—74 с изм.). Сортамент этой стали включает листы толщиной от 4 до 160 мм, шириной от 600 до 3800 мм. Однако ходовая ширина не превышает 2400 мм. Листовая горячекатаная сталь поставляется в листах длиной 6—12 м и толщиной до 160 мм или в рулонах толщиной от 1,2 до 12 мм и шириной от 500—2 200 мм. Листы толщиной от 6 до 26 мм имеют градацию по толщине через 1 мм, далее через 2, 3, 5 и 10 мм. Толстая листовая сталь имеет широкое применение в листовых конструкциях, а также в элементах сплошных систем (балках, колоннах, рамах и т. п.);

сталь тонколистовая толщиной до 4 мм прокатывается холодным и горячим способами. Холоднокатаная сталь (ГОСТ 19904—74, с изм.) значительно дороже горячекатаной (ГОСТ 19903—74, с изм.). Тонкая листовая сталь применяется при изготовлении гнутых и штампованных тонкостенных профилей, для кровельных покрытий и т. п. Из холоднокатаной, оцинкованной, рулонированной стали изготовляются профилированные настилы;

сталь широкополочная универсальная (ГОСТ 8200—70) благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина такой стали от 6 до 60 мм, ширина от 200 до 1050 мм и длина от 5 до 12 м. Применение универсальной стали уменьшает трудоемкость изготовления конструкций, так как не требуются резка и выравнивание кромок строжкой.

§ 3. УГОЛКОВЫЕ ПРОФИЛИ

Уголковые профили прокатывают в виде равнополочных (ГОСТ 8509—72 с изм.) и неравнополочных (ГОСТ 8510—72 с изм.) уголков (см. рис. 4.1, *б*). Сортамент уголков весьма обширен: от очень малых профилей с площади сечения 1—1,5 см² до мощных профилей с площадью сечения 140 см² (прил. 14 табл. 3.4). Полки уголков имеют па-

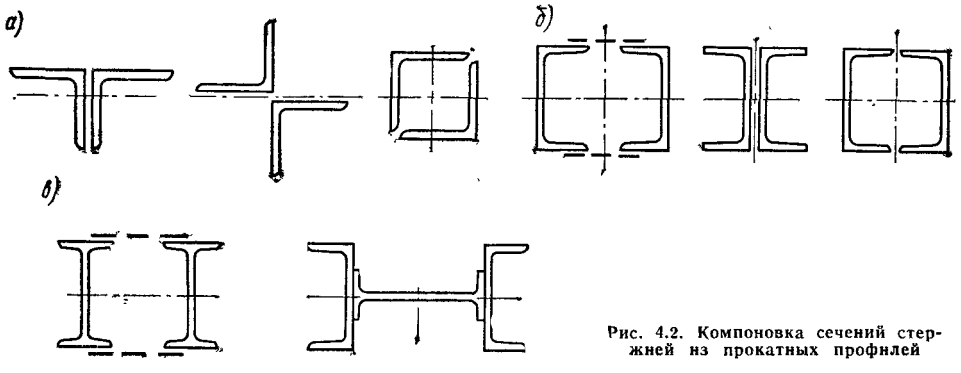


Рис. 4.2. Компоновка сечений стержней из прокатных профилей

раллельные грани, что облегчает конструирование. Широкое применение уголки имеют в легких сквозных конструкциях. Рабочие стержни из уголков обычно компонуются в симметричные сечения из двух или четырех уголков (рис. 4.2, *а*). Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок. В сжатых стержнях сечения, составленные из тонких уголков, обладают большей устойчивостью. В стержнях с отверстиями для болтов ослабление сечения отверстиями тем меньше, чем тоньше полки.

§ 4. ШВЕЛЛЕРЫ

Геометрические характеристики сечения швеллеров (см. рис. 4.1, *в*) определяются его номером, который соответствует высоте стенки швеллера (в сантиметрах). Сортамент (ГОСТ 8240—72 с изм.) включает швеллеры от № 5 до № 40 с уклоном внутренних граней полок (см. прил. 14 табл. 2). Уклон внутренних граней полок затрудняет конструирование. В ГОСТ входят и швеллеры с параллельными гранями полок, сечение которых имеет лучшие расчетные характеристики относительно осей x и y и более конструктивны, так как упрощают болтовые крепления к полкам. Швеллеры применяются в мощных стержневых конструкциях (мостах, большепролетных фермах и т. п.), а также в колоннах, связях и кровельных прогонах.

Стержни из швеллеров, работающие на осевую силу, компонуются в жесткие относительно осей x и y симметричные сечения (рис. 4.2, *б*).

§ 5. ДВУТАВРЫ

Двутавры — основной балочный профиль — имеют наибольшее разнообразие по типам (см. рис. 4.1, *е*), которые соответствуют определенным областям применения.

Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239—72 с изм.) так же, как и швеллеры имеют уклон внутренних граней полок и обозначаются номером, соответствующим их высоте в сантиметрах (рис. 4.1, *г*). В сортамент входят профили от № 10 до № 60 (см. прил. 14, табл. 1). Стенки у крупных двутавров имеют минимальную толщину, по условиям устойчивости достигают $^1/_{55}$ высоты двутавра. Чем тоньше стенка, тем выгоднее сечение балки при работе ее на изгиб. Однако по условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки получаются значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Благодаря сосредоточению материала в полках двутавры имеют большую жесткость относительно оси x, но небольшая ширина полок делает их малоустойчивыми относительно оси y. Двутавры применяются в изгибаемых элементах (балках), а также в ветвях решетчатых колонн и различных опор, где для их устойчивости применяются составные сечения (см. рис. 4.2, *в*).

Балки двутавровые широкополочные имеют параллельные грани полок (см. рис. 4.1, *д*). Широкополочные двутавры прокатываются трех типов: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш), колонные двутавры (К). Высота балочных профилей (Б) и (Ш) достигает 1000 мм при отношениях ширины полок к высоте от $b:h=1:1{,}65$ (при малых высотах) до $b:h=1:1{,}25$ (при больших высотах). Колонные профили (К) имеют отношение ширины полок к высоте, близкое 1 : 1, что придает им устойчивость относительно оси y (см. прил. 14 табл. 7).

Конструктивные преимущества (параллельность граней полок и мощность сечений) позволяют применять широкополочные двутавры в виде самостоятельного элемента (балки, колонны, стержни тяжелых ферм), не требующего почти никакой обработки, что снижает трудоемкость изготовления конструкций в 2—3 раза.

Из широкополочных двутавров путем разрезки полки в продольном направлении получают тавровые профили (см. рис. 4.1, *д*), удобные для

применения в решетчатых конструкциях. По мере расширения производства широкополочных двутавров применение обыкновенных двутавров сокращается.

Развитие автоматической сварки создает благоприятные условия для производства сварных двутавров из универсальной стали по определенному сортаменту, что дает возможность пользоваться ими так же, как и прокатными.

§ 6. ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОФИЛИ

Тонкостенные двутавры (ТУ 14-2-205-76) и швеллеры (ТУ 14-2-204-76) (рис. 4.1, *ж*) прокатываются на непрерывном стане с особо тонкими стенками и полками, что делает их экономичнее обычных прокатных профилей на 14—20 %. Тонкостенные профили имеют высоту от 120 до 300 мм и полки с параллельными гранями. Применяются тонкостенные профили в балках площадок, фахверках, в легких перекрытиях и покрытиях.

§ 7. ТРУБЫ

Стальные трубы (см. прил. 14 табл. 8), применяемые в строительстве, бывают круглые — горячекатаные (ГОСТ 8732—78 с изм.) и электросварные (ГОСТ 10704—76 с изм.), прямоугольного и квадратного сечения — электросварные (ТУ36-2287-80 и ТУ14-2-361-79) (см. рис. 4.1, *з*).

Трубчатые профили особенно экономичны при применении в сжатых элементах благодаря наибольшему значению радиуса инерции при заданной площади сечения.

Горячекатаные бесшовные трубы имеют диаметр от 25 до 550 мм с толщиной стенок от 2,5 до 75 мм. Эти трубы применяются главным образом в конструкциях радио- и телевизионных опор.

Круглые электросварные трубы имеют диаметр от 8 до 1620 мм с толщиной стенок от 1 до 16 мм. Эти трубы применяются в элементах радио- и телевизионных опор и в конструкциях покрытий в особенности в зданиях с агрессивной средой.

Сортамент электросварных труб предусматривает профили квадратного сечения размером от 80 до 180 мм и прямоугольного сечения размером от 60×100 до 140×180 мм с толщиной профилей от 3 до 8 мм. Эти трубы применяются в строительных конструкциях под легкую кровлю, в фахверках стен, переплетах, витражах и т. п.

§ 8. ХОЛОДНОГНУТЫЕ ПРОФИЛИ

Гнутые профили изготовляются из листа ленты или полосы толщиной от 1 до 8 мм. По индивидуальным заказам и техническим условиям металлургических заводов можно получить гнутые профили самой разнообразной формы (рис. 4.3). Наиболее употребительны равнополочные и неравнополочные уголки, швеллеры, с-образные, зетовые, замкнутые квадратного и прямоугольного сечения. Основная область применения — в легких конструкциях покрытий зданий, где они, заменяя прокатные профили, могут дать экономию металла до 10 %.

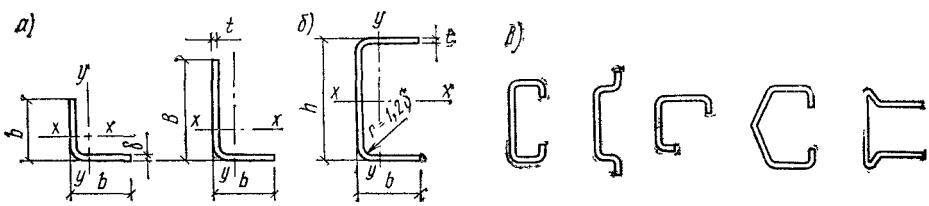


Рис. 4.3. Типы гнутых профилей

§ 9. РАЗЛИЧНЫЕ ПРОФИЛИ И МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В металлических конструкциях в сравнительно меньшем объеме применяются профили других конфигураций и материалы разного назначения (стальные канаты и проволока): профили для оконных и фонарных переплетов (ГОСТ 7511—73); крановые рельсы (ГОСТ 4121—76 с изм.); двутавровые профили для путей подвесного транспорта (ГОСТ 19425—74 с изм.); стальные канаты и высокопрочная проволока для висячих и вантовых конструкций покрытий зданий и сооружений, висячих и вантовых мостов, в антенно-мачтовых сооружениях и в предварительно напряженных покрытиях; оцинкованный профилированный настил (ГОСТ 14918—80 с изм.).

§ 10. ПРОФИЛИ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Строительные профили из алюминиевых сплавов (рис. 4.4) получают прокаткой, прессованием или литьем. Листы, ленты и плиты прокатываются в горячем или холодном состоянии. Листы прокатывают толщиной до 10,5 мм, шириной до 2000 мм и длиной до 7 м. Фасонные профили, в том числе и полые (трубчатые), изготовляют горячим прессованием на гидравлических прессах.

Продавливая слитки через матрицы различных типов, можно получить профили разнообразных поперечных сечений (см. рис. 4.4). Это существенное преимущество позволяет конструктору использовать наиболее эффективные формы сечений. Возможность получить профили практически любых сечений в некоторой степени компенсирует малую устойчивость стержней из алюминиевых сплавов из-за низкого модуля упругости материала.

Однако габариты поперечного сечения профиля ограничиваются поперечными размерами матрицы и усилием, развиваемым прессом.

Наиболее распространенное на заводах оборудование требует, чтобы профили вписывались в круг диаметром 320 мм (в отдельных случаях 530 мм). На современном прессовом оборудовании можно изготовлять профили площадью сечения от 0,5 до 300 см^2. Гнутые профили изготовляют из листов и лент толщиной до 4 мм гнутьем их в холодном состоянии. Из-за низкого модуля упругости алюминиевых сплавов ширина свободного свеса полос и высота стенок профилей по отношению к их толщинам принимаются более ограниченными, чем в стальных профилях. Для большего развития сечения и повышения устойчивости стержня профили изготовляются с бульбами на концах полок (см. рис. 4.4, *б*), которые позволяют доводить отношение ширины полки к ее толщине от 9,5 до 21 (см. гл. 3). Несмотря на возможности получения разнообразных профилей, основные профили объединены в сортаменты, приведенные в каталогах ВИЛС (Всесоюзный институт легких сплавов), которыми следует пользоваться при проектировании.

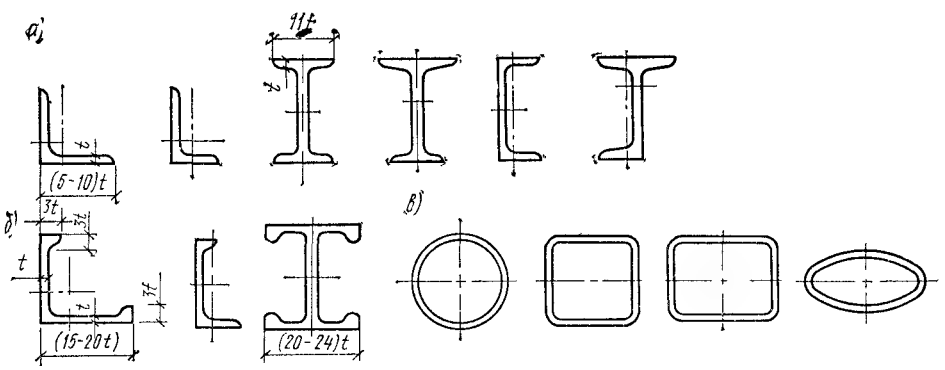


Рис. 4.4 Типы профилей из алюминиевых сплавов

Круглые тянутые трубы поставляются с наружным диаметром до 150 мм при толщине стенки 1,5—6 мм. Кроме круглых труб поставляют квадратные, прямоугольные и каплевидные (см. рис. 4.4, *в*).

Глава 5. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

§ 1. ВИДЫ СВАРКИ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

Основным видом соединений металлических строительных конструкций является сварка. Она почти полностью заменила другие виды соединений при изготовлении конструкций и широко применяется как на заводе, так и при монтаже на строительной площадке. Сварка упрощает конструктивную форму соединения, дает экономию металла, позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы, что значительно уменьшает трудоемкость изготовления конструкций. Сварные соединения обладают не только прочностью, но и водо- и газонепроницаемостью, что особенно важно для листовых конструкций.

Однако возникающие при сварке внутренние остаточные напряжения в соединении усложняют его работу и в ряде случаев при действии динамических нагрузок и низких температур способствуют хрупкому разрушению. Выполнение сварки часто бывает затруднено при монтаже конструкций и соединении нескольких листов в пакеты. Оба эти обстоятельства в ряде случаев затрудняют применение сварки и заставляют обратиться к традиционным болтовым видам соединений.

В строительстве применяется главным образом электродуговая сварка: ручная, автоматическая, полуавтоматическая, а также электрошлаковая. Реже применяется контактная и газовая сварка. Другие виды сварки при сборке и монтаже строительных конструкций пока не получили распространения.

1. *Ручная электродуговая сварка* универсальна и широко распространена, так как может выполняться в любом пространственном положении. Она часто применяется при монтаже в труднодоступных местах, где механизированные способы сварки не могут быть применены. Меньшая глубина проплавления основного металла и меньшая производительность ручной сварки из-за пониженной силы применяемого тока, а также меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с автоматической сваркой под флюсом являются недостатками ручной сварки.

Электроды, применяющиеся для ручной сварки, подразделены на несколько типов по значению временного сопротивления металла шва. Например, электрод типа Э42 позволяет получить шов, имеющий $\sigma_в \geqslant 410$ МПа (42 кгс/мм^2), и применяется для сварки сталей, имеющих $\sigma_в \leqslant 430$ МПа; электрод типа Э50 дает соответственно $\sigma_в \geqslant 490$ МПа и применяется для сварки сталей, имеющих $\sigma_в \leqslant 520$ МПа. Добавление к названию электрода буквы А означает, что данные электроды дают металл, обладающий повышенной пластичностью, характеризуемой относительным удлинением и повышенной ударной вязкостью.

В табл. 5.1 помещены рекомендуемые сварочные материалы для сварки различных марок стали. Из таблицы видно, что сталям различной прочности рекомендуются различные марки сварочной проволоки и соответственно типы электродов, имеющих разное сопротивление металла шва. Один тип проволоки или электрода, дающий прочность металла шва, близкую к прочности свариваемой стали для сварки менее нагруженных швов, и другой тип, дающий прочность металла шва, превышающую прочность свариваемой стали для сильно нагруженных швов. Такой подход к выбору материалов для сварки обеспечивает уменьшение количества наплавленного металла без снижения прочности соединения, следовательно, экономию сварочных материалов, снижение трудоемкости выполнения соединения и уменьшение термического влияния сварки на соединение.

Таблица 5.1. *Материалы для сварки сталей и временные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений для всех групп конструкций*

Свариваемые стали с временным сопротивлением $R_в^н$	Автоматическая и полуавтоматическая			Ручная	Временные сопротивления металла шва $\sigma_{вш}^{св}$, МПа (кгс/мм²)	Расчетное сопротивление на срез металла углового шва $R_{уш}^{св}$, МПа (кН/см²)
	под флюсом		в углекислом газе	тип электрода		
	марки					
	флюсов	сварочной проволоки				
$R_в^н \leqslant 430$	АН-348-А АН-60*	Св-08А Св-08ГА	—	Э42*; Э42А Э46*; Э46А	410 (42) 450 (46)	180 (18) 200 (20)
$430 < R_в^н < 520$	АН-47 АН-17М	Св-08ГА* Св-10ГА*	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ	Э46*; Э46А Э50*; Э50А	450 (46) 490 (50)	200 (20) 215 (21 5)
$520 < R_в^н$	АН-348-А***	Св-10ГА* Св-10НМА Св-10Г2*	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ Св-08Г2С** Св-08Г2СЦ**	Э50*; Э50А Э60	490 (50) 590 (60)	215 (21,5) 240 (24)

* Применять только для 2, 3 и 4-й группы конструкций при $t° \geqslant -40$ °С. ** Только для угловых швов с катетом $k_ш \leqslant 8$ мм; *** Требуют дополнительного контроля механических свойств при сварке толщин более 32 мм.

2. *Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом* осуществляется автоматом с подачей сварочной проволоки $d = 2—5$ мм без покрытия. Дуга возбуждается под слоем флюса, флюс расплавляется, легирует расплавленный металл содержащимися в нем примесями и надежно защищает его от соприкосновения с воздухом. Металл получается чистым с ничтожными количествами вредных примесей — кислорода, азота и др. Благодаря хорошей теплозащите расплавленный металл под слоем флюса остывает медленно, хорошо освобождается от пузырьков газов и шлака и отличается значительной плотностью и чистотой. Большая сила тока (600—1200 А и более), применяющаяся при автоматической сварке, и хорошая теплозащита шва обеспечивают глубокое проплавление свариваемых элементов и большую скорость сварки. Таким образом, хорошее качество швов и высокая производительность являются большими достоинствами автоматической сварки под флюсом, и ее применение желательно во всех соединениях, где это возможно.

К недостаткам относится затруднительность выполнения этой сварки в вертикальном и потолочном положении и в стесненных условиях, что ограничивает ее применение на монтаже.

Для коротких швов с успехом применяется полуавтоматическая сварка шланговым полуавтоматом. Процесс сварки ведется голой проволокой $d \leqslant 3$ мм под флюсом в нижнем положении или порошковой проволокой, свернутой в трубочку стальной лентой, внутри которой запрессован флюс, в любом положении. Сварка порошковой проволокой должна найти себе широкое применение при монтаже конструкций.

3. *Электрошлаковая сварка* представляет собой разновидность сварки плавлением; этот тип сварки удобен для вертикальных стыковых швов металла толщиной от 20 мм и более. Процесс сварки ведется голой электродной проволокой под слоем расплавленного шлака, сварочная ванна защищена с боков медными формирующими шов ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Качество шва, выполняемого этим способом, получается очень высоким.

4. *Сварка в среде углекислого газа* ведется голой электродной проволокой $d = 1{,}4—2$ мм на постоянном токе обратной полярности. Углекислый газ при высокой температуре активно взаимодействует со сталью, окисляя ее, что компенсируется повышенным содержанием раскислителей в электродной проволоке. Сварка в среде углекислого газа,

не требуя приспособлений для удержания флюса, может выполняться в любом пространственном положении. Она обеспечивает получение высококачественных сварных соединений из различных металлов при высокой производительности труда (на 15—20 % выше, чем при полуавтоматической сварке под флюсом).

§ 2. ВИДЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ, КЛАССИФИКАЦИЯ ШВОВ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

1. Виды сварных соединений

Различают следующие виды сварных соединений: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (впритык) (рис. 5.1).

Стыковыми называют соединения, в которых элементы соединяются торцами или кромками и один элемент является продолжением другого (см. рис. 5.1, *а*). Стыковые соединения наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений при передаче усилий, отличаются экономичностью и удобны для контроля. Толщина свариваемых элементов в соединениях такого вида почти не ограничена. Стыковое соединение листового металла может быть сделано прямым или косым швом. Стыковые соединения профильного металла применяются реже, так как затруднена обработка их кромок под сварку.

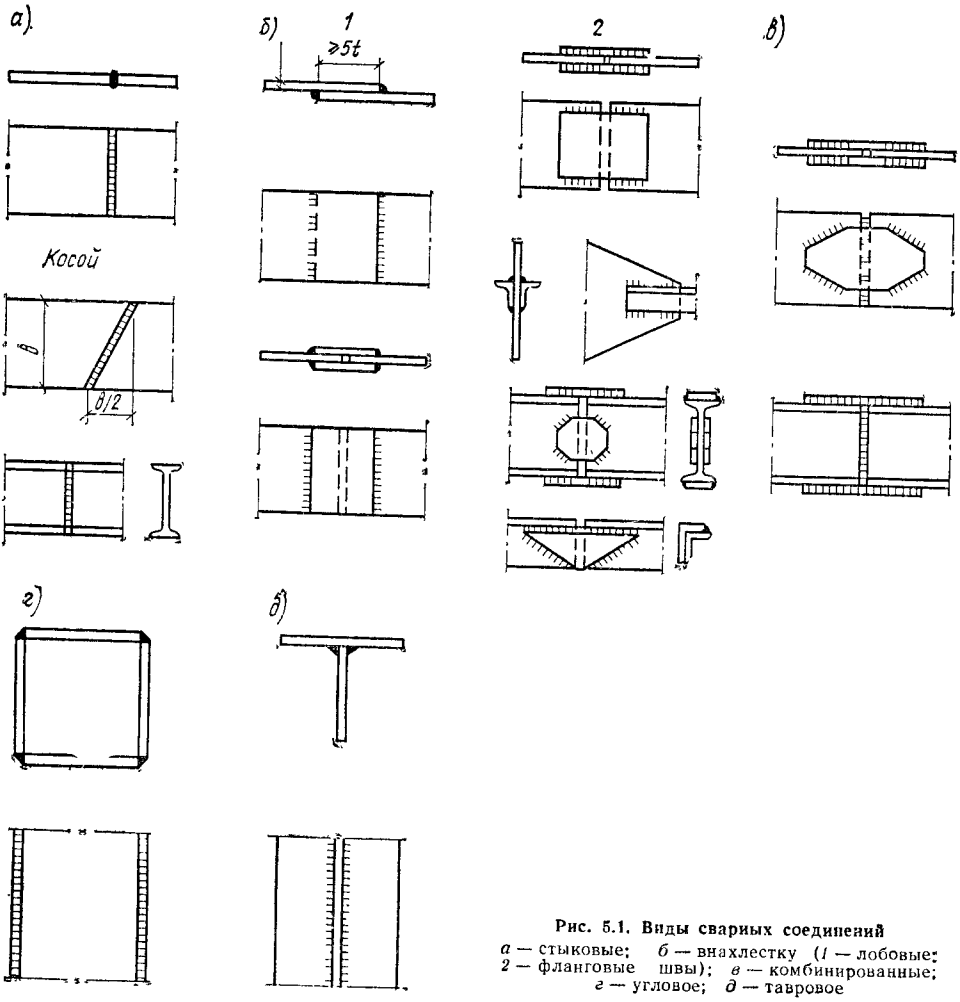


Рис. 5.1. Виды сварных соединений
а — стыковые; *б* — внахлестку (*1* — лобовые; *2* — фланговые швы); *в* — комбинированные; *г* — угловое; *д* — тавровое

Соединениями *внахлестку* называются такие, в которых поверхности свариваемых элементов частично находят друг на друга (см. рис. 5.1, *б*). Эти соединения широко применяют при сварке листовых конструкций из стали небольшой толщины (2—5 мм), в решетчатых и некоторых других видах конструкций. Разновидностью соединений внахлестку являются соединения *с накладками,* которые применяют для соединения элементов из профильного металла и для усиления стыков.

Иногда стыковое соединение профильного металла усиливают накладками, и тогда оно называется *комбинированным* (см. рис. 5.1, *в*).

Соединения внахлестку и с накладками отличаются простотой обработки элементов под сварку, но по расходу металла они менее экономичны, чем стыковые. Кроме того, эти соединения вызывают резкую концентрацию напряжений, из-за чего они нежелательны в конструкциях, подвергающихся действию переменных или динамических нагрузок и работающих при низкой температуре.

Угловыми называют соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом (см. рис. 5.1, *г*).

Тавровые соединения (соединения впритык) отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого элемента (см. рис. 5.1, *д*). Угловые и тавровые соединения выполняются угловыми швами, широко применяются в конструкциях и отличаются простотой исполнения, высокой прочностью и экономичностью.

В ответственных конструкциях, в тавровых соединениях (например, в швах присоединения верхнего пояса подкрановой балки к стенке) желательно полное проплавление соединяемых элементов.

2. Сварные швы

Сварные швы классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы разделяют на стыковые и угловые (валиковые). В табл. 5.2 показаны виды швов и необходимая форма разделки кромок соединяемых элементов различной толщины для обеспечения качественного соединения при автоматизированной и ручной сварке.

Стыковые швы наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений, но они требуют дополнительной разделки кромок. При сварке элементов толщиной больше 8 мм для проплавления металла по всей толщине сечения необходимы зазоры и обработка кромок изделия (табл. 5.2). В соответствии с формой разделки кромок швы бывают V, U, X и K-образные. Для V- и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных непроваров (рис. 5.2, *а*), являющихся источником концентрации напряжений.

Начало и конец шва имеют непровар и кратер, являются дефектными и их желательно выводить на технологические планки за пределы рабочего сечения шва, а затем отрезать (рис. 5.2, *б*).

При автоматической сварке принимаются меньшие размеры разделки кромок швов вследствие большего проплавления соединяемых элементов (табл. 5.2). Чтобы обеспечить полный провар шва, односторонняя автоматическая сварка часто выполняется на флюсовой подушке, на медной подкладке или на стальной остающейся подкладке.

При электрошлаковой сварке разделка кромок листов не требуется, но зазор в стыке принимают не менее 14 мм.

Угловые (валиковые) швы наваривают в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях. Применяющаяся при этом разделка кромок изделия показана в табл. 5.2.

Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию, называют *фланговыми,* а перпендикулярно усилию — *лобовыми.*

Швы могут быть *рабочими или связующими* (конструктивными),

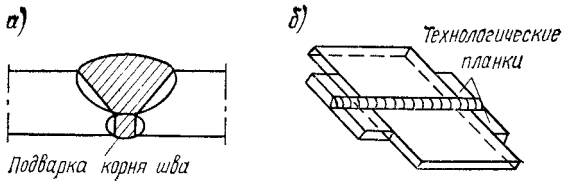


Рис. 5.2. Стыковые швы
а — шов с подваркой корня шва; *б* — вывод шва за пределы рабочего сечения (планки по окончании сварки срубаются)

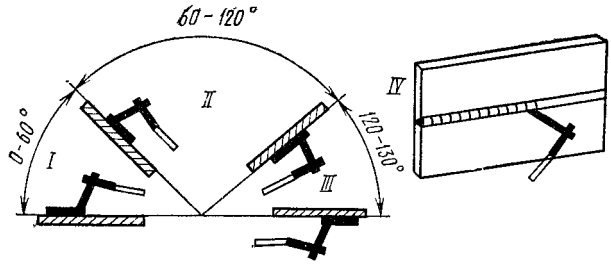


Рис. 5.3. Положение швов в пространстве
I — нижнее; *II* — вертикальное; *III* — полоточное; *IV* — горизонтальное на вертикальной плоскости

сплошными или прерывистыми (шпоночными). По положению в пространстве во время их выполнения они бывают *нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными* (рис. 5.3). Сварка нижних швов

Таблица 5.2. Виды швов и пределы толщин свариваемых элементов в зависимости от вида сварки, мм

Шов		Эскиз	Автоматическая и полуавтоматическая под флюсом по ГОСТ 8713—79	Электродуговая в защитных газах по ГОСТ 14771—76 с изм.	Ручная электродуговая по ГОСТ 5264—80
			двусторонняя или с подваркой корня		
Стыковой	Без разделки кромок		2—20	3—12	2—8
	V-образный		14—34	8—60	10—50
	X-образный		20—60	12—120	12—60
Тавровый	Без разделки кромок		3—40	2—40	2—30
	Со сплошным проплавлением		16—40	12—80	12—60

наиболее удобна, легко поддается механизации, дает лучшее качество шва, а потому при проектировании следует предусматривать возможность выполнения большинства швов в нижнем положении. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы в большинстве своем выполняются при монтаже. Они плохо поддаются механизации, выполнить их вручную трудно, качество шва получается хуже, а потому применение их в конструкциях следует по возможности ограничивать.

§ 3. ТЕРМИЧЕСКОЕ ВЛИЯНИЕ СВАРКИ НА СОЕДИНЕНИЯ

Процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла в зоне сварного соединения и возникновением остаточных напряжений и деформаций.

1. Структурные и химические изменения металла в зоне соединения

Во время сварки малоуглеродистой стали металл шва и околошовной зоны нагревается и претерпевает различные изменения; в соответствии с этим различают три зоны соединения (рис. 5.4).

В зоне *расплавления* металл нагревается выше температуры расплавления (~1535 °С). Расплавленный металл изделия и электрода перемешиваются, и после прекращения нагрева начинается первичная кристаллизация металла. Во время кристаллизации остывающий металл сварного соединения подвергается воздействию растягивающих напряжений, вызванных его остыванием. Эти растягивающие напряжения, действуя на горячий металл, еще не получивший достаточной прочности, способны вызвать «горячие» трещины. Эти вначале незаметные трещины могут привести в дальнейшем к разрушению конструкции при действии на нее внешних нагрузок, особенно это опасно при действии динамических нагрузок. Появлению трещин способствуют повышенное содержание углерода, серы и других примесей в металле, крупнозернистая структура его и большая толщина свариваемых изделий. Стали кипящие, имеющие внутренние концентраторы напряжений (газовые поры и шлаковые включения), также склонны к «горячим» трещинам. Появление «горячих» трещин в кипящих сталях—основная причина, требующая применения в ответственных сварных конструкциях спокойной стали.

Для зоны расплавленного металла характерна столбчатая структура литого металла. В процессе охлаждения расплавленный металл претерпевает структурные и фазовые изменения и приобретает окончательную вторичную структуру. Качество металла этой зоны улучшают легированием и правильным выбором скорости охлаждения. Легируют марганцем (нейтрализует вредное действие серы и некоторых других примесей), титаном, кремнием и другими компонентами, вводя их в расплавленный металл через электродную проволоку, флюсы и обмазки.

Скорость остывания шва регулируют теплоизолирующей защитой шва шлаками, флюсом, а иногда и искусственным подогревом. Уменьшение скорости охлаждения расплавленного металла способствует его лучшему рафинированию (удалению из расплавленного металла шлаковых и газовых включений, способных в последующем стать концентраторами напряжений).

Зоной термического влияния называют прилегающий к шву участок основного металла, нагревавшийся выше температуры (Ac_3—723 °С) и ниже температуры расплавления (~1535 °С) (участки *1*, *2*, *3*, *4* на рис. 5.4). Глубина этой зоны при ручной сварке составляет приблизительно 3—6 мм, а при автоматической —2—4 мм. Структура металла в этой зоне неравномерна. Для малоуглеродистых сталей на участках *1*, *2*, подвергавшихся нагреву выше 1000—1100 °С, расположен перегретый металл с сильно выросшим зерном. Металл здесь имеет пониженные механические свойства по сравнению с основным металлом элемента. На участке *3*, подвергавшемся действию температур 900—1100 °С, металл претерпел полную перекристаллизацию, имеет мелкое зерно и повышенные по сравнению с основным металлом механические свойства. На участке *4* нагрева 720—900 °С металл испытал лишь частичную перекристаллизацию, и его качество не сильно отличается от качества основного металла.

Для низколегированных строительных сталей температурные интервалы смещаются, но структурные преобразования будут аналогичны.

В зоне термического влияния при ее усиленном охлаждении возможно также образование закалочных структур, например мартенсита, имеющего сильно пониженные вязкость и пластичность. В этом случае растягивающие сварочные напряжения, возникающие при охлаждении соединения, часто разрывают хрупкий металл и образуют трещины, называемые *«холодными»*, располагающиеся чаще всего параллельно шву.

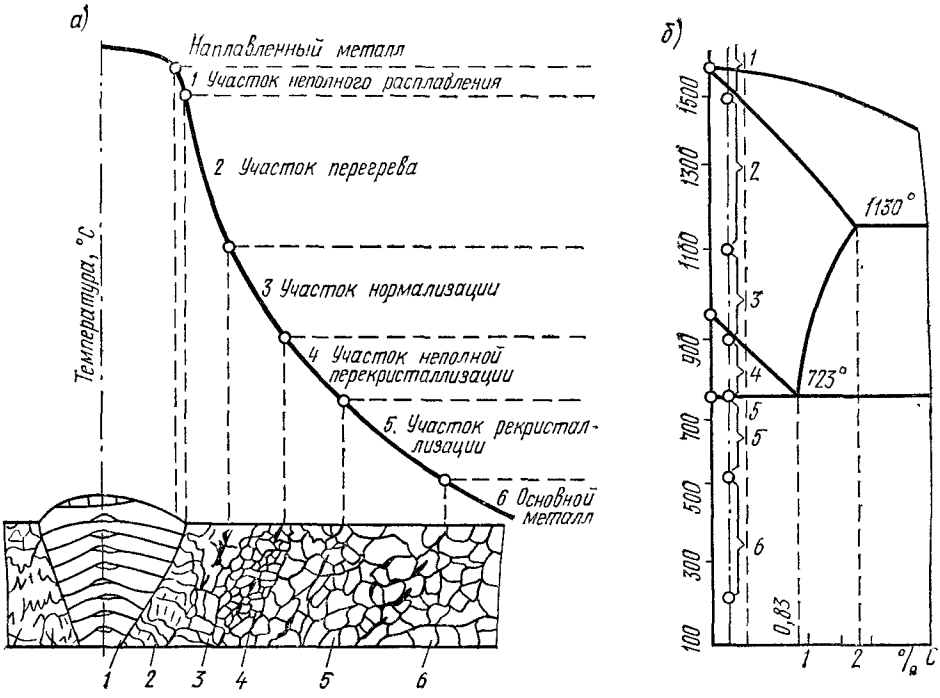


Рис. 5.4. Зона термического влияния сварного шва малоуглеродистой стали
а — зона нагрева; *б* — неполная диаграмма состояния «железо—углерод»

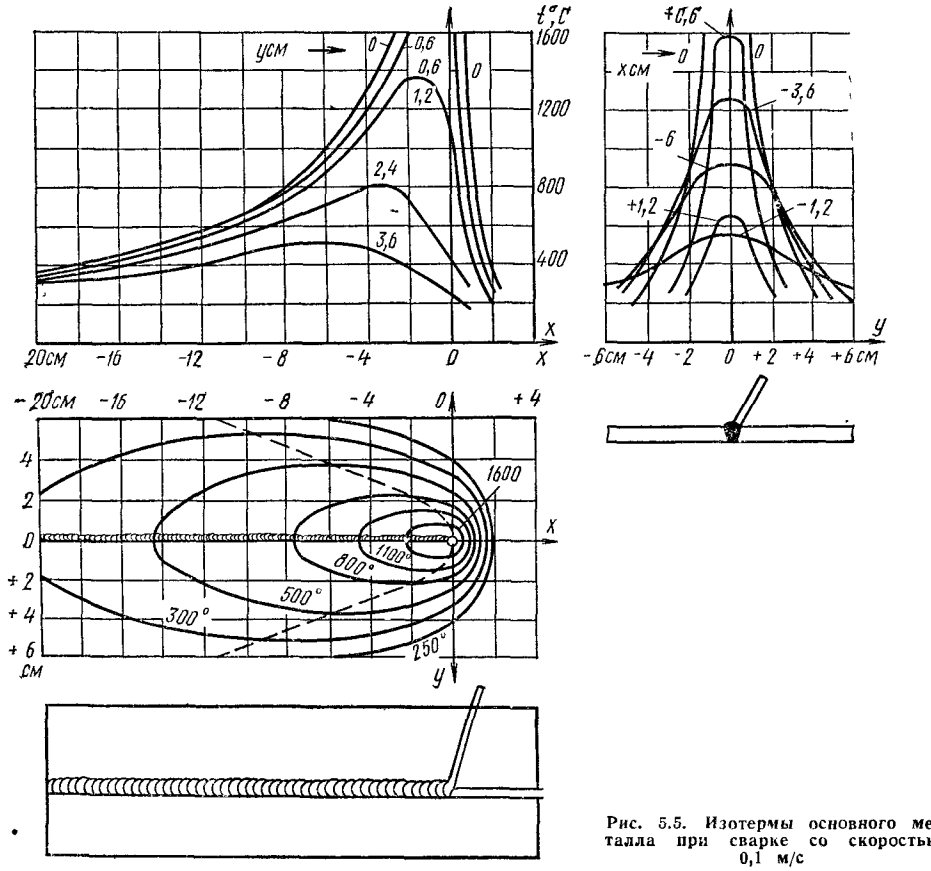
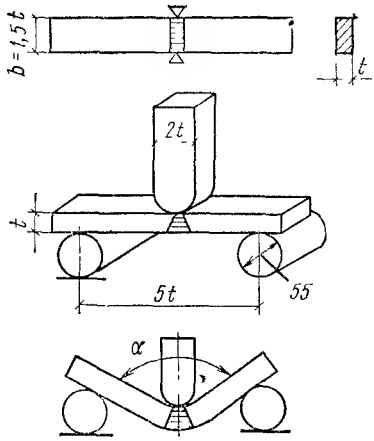


Рис. 5.5. Изотермы основного металла при сварке со скоростью 0,1 м/с



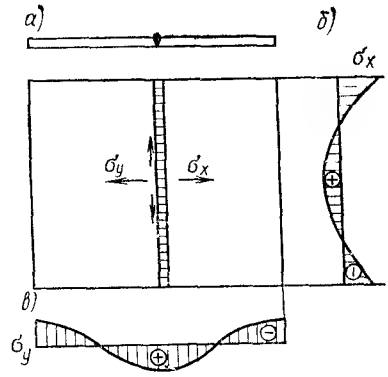
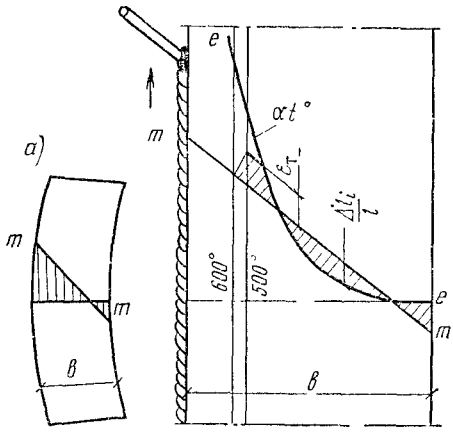


Рис. 5.8. Сварочные напряжения при соединении листов в стык

Рис. 5.6. Испытание металла шва на загиб



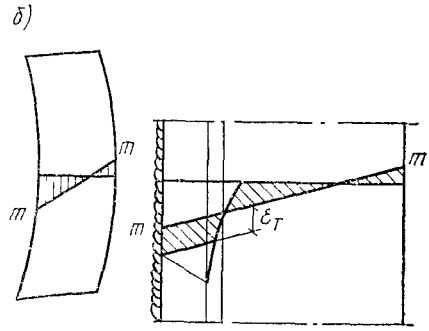


Рис. 5.7. Напряженно-деформированное состояние полосы при наплавке валика на кромку

а — при нагревании, *б* — после остывания

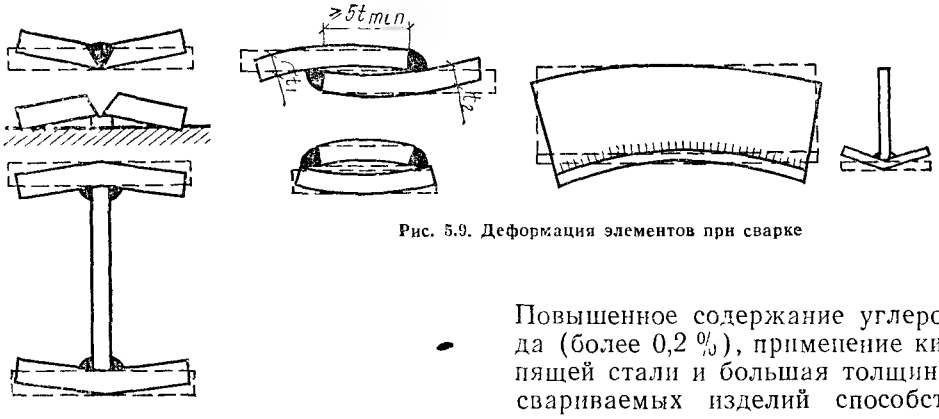


Рис. 5.9. Деформация элементов при сварке

Повышенное содержание углерода (более 0,2 %), применение кипящей стали и большая толщина свариваемых изделий способствуют появлению «холодных» трещин.

Таким образом, в зоне сварного соединения бывает несколько опасных областей, где возможно появление трещин. Трудность улучшения свойств металла зоны термического влияния легированием и неизбежные структурные превращения делают ее наиболее уязвимым местом сварного соединения.

Весь остальной металл изделия (участки *5* и *6* на рис. 5.4) сохраняет свои первоначальные свойства, так как температура его нагрева не достигала критической точки Ac_3=723 °С. Размер указанных зон и ме-

свойств материала и технологии сварки, термические сварочные напряжения и деформации — от конструктивного решения и технологии сварки.

Сварочные напряжения и деформации при наплавке валика на кромку листа. Лист при наплавке валика на кромку разогревается неравномерно по ширине и распределение температуры поперек листа имеет вид убывающей кривой *е—е* (рис. 5.7, *а*).

Если бы рассматриваемый лист состоял из отдельных узких продольных полос, не связанных друг с другом по краям, то каждая такая полоса удлинялась бы пропорционально своей температуре на

$$\Delta l_e = \alpha l \Delta t,$$

где α — коэффициент линейного расширения стали; l — длина полосы; Δt — разность температур полосы до и после нагревания.

Деформация этих полос соответствовала бы кривой *е—е* на рис. 5.7, *а*. В действительности все продольные полосы связаны друг с другом в единый лист, и он может деформироваться только как единое целое. Так как температура большей части листа ниже 600 °С, при которой сталь теряет свои упругие свойства, то деформации листа при изгибе будут развиваться по закону плоских сечений — по прямой *m—m* на рис. 5.7, *а*. Разность деформации между кривой *е—е* и прямой *m—m* представляет собой избыточные деформации отдельных полос $\Delta l_i = \Delta l_e - \Delta l_m$, которые вызовут сварочные напряжения. В зоне, где эти напряжения ниже предела текучести материала, при данной температуре они пропорциональны деформациям $\sigma = \frac{\nabla l_i}{l} E$, и эпюра избыточных деформаций Δl_i может служить и эпюрой сварочных напряжений. При достижении предела текучести эти напряжения остаются постоянными до изотермы 500 °С, далее они понижаются до нуля на изотерме 600 °С. При температуре выше 600 °С сталь становится пластичной, не способной к сопротивлению действующим на нее силам, и поэтому эпюра внутренних напряжений в этой зоне равна нулю. Эпюра напряжений должна быть уравновешенной, из этого условия определяют наклон прямой *m—m*.

Вблизи сварочной ванны, где температура превышала 600 °С, происходит температурная пластическая деформация металла — усадка.

При остывании листа после сварки кривая температур *е—е* выравнивается. Вблизи шва в наиболее разогретой при сварке зоне, где произошла наибольшая пластическая усадка металла, возникают растягивающие напряжения, так как свободному температурному укорочению препятствуют остальные, менее нагретые при сварке части листа. В результате дальнейшего остывания в листе возникают остаточные внутренние сварочные напряжения, эпюра их приведена на рис. 5.7, *б*. Появление этих напряжений обусловлено неравномерным нагревом изделия и пластической усадкой металла в зоне сварного соединения.

Деформация листа после наплавки валика на кромку аналогична деформации внецентренного сжатия; вызвана она продольной усадкой металла шва. Величина сварочных напряжений и деформаций зависит от ширины листа и технологии сварки. В узких листах (благодаря большей свободе их деформирования) напряжения меньше, в широких — больше.

Сварочные напряжения и деформации при соединении листов встык. При сварке двух листов встык (рис. 5.8, *а*) возникают как продольные, так и поперечные сварочные напряжения и деформации. Эпюры этих напряжений должны быть уравновешенными, и в результате сварки двух листов встык получаются эпюры напряжений, показанные на рис. 5.8, *б* и *в*. Сварочные напряжения существенно увеличиваются при сварке встык деталей, закрепленных от свободных перемещений по краям. В этом случае детали при нагревании расширяются в сторону шва и в таком сближенном состоянии свариваются. При остывании шва невоз-

таллургические изменения, происходящие в них, сильно зависят от количества тепла, вводимого в соединение электрической дугой, скорости сварки и скорости охлаждения металла.

Проникновение зоны расплавления в свариваемый металл называют глубиной проплавления или проваром шва. При ручной сварке он составляет 1,5—2 мм, при механизированной сварке он больше. Глубина проплавления определяет коэффициент «полноты» угловых швов (табл. 5.3). Чем глубже проплавление, тем лучше шов и особенно важно, чтобы необходимая глубина проплавления была в корне угловых швов.

В соответствии с законами теплопроводности характер температурных полей при сварке зависит от эффективной мощности источника нагрева и скорости его перемещения (рис. 5.5).

Снижение тепловой мощности дуги (ручная сварка) или увеличение скорости охлаждения уменьшает величину зон расплавления и термического влияния, увеличивает температурный градиент (крутизну кривой падения температуры) и способствует появлению закалочных структур, а следовательно, и появлению холодных трещин. Так же действуют повышение скорости сварки (без увеличения тепловой мощности дуги) и сварка при низкой температуре. Во время сварки при низкой температуре возможность хрупких разрушений усугубляется уменьшением вязкости и пластичности основного металла. Однако сварка хорошего качества при низких температурах вполне возможна. Для этого необходимо: применять металл с малым содержанием серы, фосфора и углерода (не более 0,2 %), лучше спокойной плавки; применять тщательно разработанный технологический процесс сварки, гарантирующий отсутствие непроваров шва; вести сварку электродами типов Э42А, Э50А и т. п. или под флюсом, что обеспечивает повышение пластических свойств шва; создавать конструктивную форму с минимальной концентрацией швов и связанных с этим больших сварочных напряжений. Весьма существенное значение имеет тщательное выполнение концов шва без подрезов и других мест концентрации напряжений. Большинство повреждений сварных конструкций при низких температурах во время сварки или после сварки связано с концентрацией напряжений у подрезов металла и непроваров, а также с появлением холодных трещин. Сварка при низких температурах снижает ударную вязкость металла, не отражаясь на его временном сопротивлении.

Одной из проверок сварного соединения помимо испытаний на растяжение служит технологическая проба на загиб (рис. 5.6), выполняемая обычно при сварке на монтаже. Это испытание дает простую возможность выявить пластичность сварного шва. Для хороших швов угол загиба α достигает 180°.

2. Температурные напряжения и деформации при сварке

Причины возникновения и характеристика сварочных напряжений и деформаций. Неравномерный разогрев изделия при сварке порождает неравномерную температурную деформацию его. Монолитность материала изделия препятствует свободной температурной деформации отдельных частей его, в результате чего во время сварки образуются напряжения и пластическая деформация части металла соединения, а после охлаждения в изделии остаются сварочные напряжения и деформации. Оставшиеся после сварки напряжения и деформации называются *термическими сварочными.* Эти напряжения, не связанные с действием внешних сил, являются внутренними, собственными напряжениями первого рода, уравновешиваемыми в объеме элемента и вызывающими его деформацию. Помимо термических сварочных напряжений в соединении могут существовать напряжения структурные, получающиеся в результате быстрого охлаждения соединения и появления переохлажденных структур, не свойственных данному температурному состоянию изделия, например мартенсита. Структурные напряжения сильно зависят от

можность свободной деформации закрепленного по краям изделия вызывает большие растягивающие напряжения в нем, которые могут привести к разрушению.

Возникновение в стыковом шве и в околошовной зоне растягивающих сварочных напряжений двух направлений создает плоско напряженное состояние этой зоны, что может привести к хрупкому разрушению.

Сварочные напряжения и деформации при соединении угловыми швами. В угловых швах также возникают сварочные напряжения, так как жесткость соединяемых элементов препятствует свободному сокращению шва при остывании. Остаточные сварочные напряжения вызывают продольную и поперечную усадку швов и деформацию элементов (рис. 5.9). Усадка происходит всегда к центру шва. Наиболее неблагоприятна поперечная усадка, которая примерно в 10 раз больше продольной.

Снизить сварочные деформации можно рядом технологических мероприятий, в том числе закреплением или даже выгибом изделия в сторону, обратную его усадке, однако в этом случае увеличиваются сварочные напряжения.

Влияние сварочных напряжений на прочность соединения. Сварочные напряжения линейного характера не влияют на прочность изделия при наличии в соединении от внешних усилий тоже линейного напряженного состояния, совпадающего по направлению с первым. В силу уравновешенности сварочных напряжений они будут увеличивать и уменьшать напряжения от внешней нагрузки, но не будут нарушать равновесия внешних сил, действующих на изделие. Сварочные напряжения, совпадающие по знаку с напряжениями от нагрузки, могут вызвать преждевременное появление местной текучести в изделии, выравнивающей неравномерное распределение напряжений. Пластическая работа материала в этом случае уменьшает сварочные напряжения, и после первой же разгрузки конструкция работает упруго.

При плоском однозначном поле сварочных напряжений (например, средняя зона двух листов, сваренных встык, испытывающая растяжение в двух направлениях) они препятствуют развитию пластичности при суммировании сварочных и силовых напряжений и могут вызвать хрупкое разрушение изделия. Их неблагоприятное воздействие усиливается источниками концентрации напряжений вследствие дефектов сварного шва. Особенно опасны сварочные напряжения, появляющиеся при сварке толстых изделий, так как в этом случае распределение остаточных напряжений носит объемный характер, еще более затрудняющий влияние пластичности материала на выравнивание напряжения.

§ 4. РАБОТА И РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Прочность сварных соединений зависит от: прочности основного металла соединяемых элементов, прочности наплавленного металла шва, формы и вида соединения и связанного с этим распределения напряжений в соединении, характера силового воздействия на соединение, технологии сварки.

Прочность наплавленного металла шва определяется составом электродной проволоки, составом обмазки или флюса при механизированной сварке и технологией сварки. Рекомендация применения сварочных материалов при дуговой сварке конструкции из сталей разных классов помещена в табл. 5.1. Применение этих материалов при правильном технологическом процессе обеспечивает получение прочностных характеристик металла соединения не ниже характеристик основного металла, что видно из табл. 5.1. Однако при некачественном выполнении шва в нем могут оказаться поры, газовые и шлаковые включения и прочие внутренние дефекты, которые являются внутренними источниками концентрации напряжений и будут ослаблять шов при его работе на растя-

жение. Поэтому стыковой шов, работающий на растяжение, принимается равнопрочным основному металлу только в том случае, если он будет надежно проверен одним из физических методов контроля (просвечивание рентгеновскими или гамма-лучами, проверка ультразвуком) и признан годным к эксплуатации. На стыковые швы, работающие на сжатие или срез, влияние возможных внутренних источников концентрации напряжений (газовые и шлаковые включения, поры и т. п.) оказывается меньшим, а потому применение физических методов контроля для них не является обязательным. Это позволяет принимать для таких швов расчетные сопротивления равными сопротивлению основного металла.

Угловые швы (лобовые и фланговые) всегда испытывают совокупность воздействий осевой силы, изгиба и среза, имеют значительную концентрацию напряжений и их расчет носит условный характер.

1. Работа и расчет соединений стыковых швов

Хорошо сваренные встык соединения имеют весьма небольшую концентрацию напряжений у начала наплава шва, поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии в первую очередь зависит от прочностных характеристик основного металла и металла шва. Различия разделки кромок соединяемых элементов не влияют на статическую прочность соединения и могут не учитываться.

В стыковом шве при действии на него центрально-приложенной силы N распределение напряжений по длине шва принимается равномерным, рабочая толщина шва принимается равной меньшей из толщин соединяемых элементов. Поэтому напряжение в шве, расположенном перпендикулярно оси элемента (рис. 5.10, *а*), определяется по формуле

$$\sigma_ш = N/tl_ш \leqslant R^{св}\gamma, \qquad (5.1)$$

где N — расчетное усилие; t — рабочая толщина шва — наименьшая толщина соединяемых элементов; $l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине, если начало и конец шва выведены за пределы стыка, в ином случае $l_ш = l - 2t$, где l — фактическая длина шва; $R^{св}$ — расчетное сопротивление сварного стыкового соединения сжатию или растяжению, γ — коэффициент условий работы элемента.

Для стыковых соединений, в которых невозможно обеспечить полный провар по толщине свариваемых элементов путем подварки корня шва или применения остающейся стальной подкладки, в формуле (5.1) вместо t следует принимать $0{,}7t$.

Расчетное сопротивление стыкового соединения, выполненного автоматической, полуавтоматической или ручной сваркой материалами, рекомендованными табл. 5.1, принимается: при сжатии соединения независимо от методов контроля $R^{св} = R$; при растяжении (осевом или при изгибе) соединения, проверенного физическими методами контроля, $R^{св} = R$; при растяжении соединения, не проверенного физическими методами контроля, $R^{св} = 0{,}85R$; при сдвиге соединения $R^{св}_{ср} = R_{ср}$, где R и $R_{ср}$ — расчетные сопротивления основного металла.

Если расчетное сопротивление сварки в стыковом соединении $R^{св}$ меньше расчетного сопротивления основного металла и в стыкуемом элементе действующие напряжения превышают $R^{св}$, то для увеличения длины шва его делают косым (рис. 5.10, *б*). Косые швы с наклоном реза $\operatorname{tg}\alpha = 2:1$, как правило, равнопрочны с основным металлом и потому не требуют проверки.

В отдельных случаях, когда необходимо снизить напряжение, например при вибрационной нагрузке, приходится рассчитывать и косые швы. Разложив действующее усилие на направление, перпендикулярное оси шва, и вдоль шва, находим напряжения:

перпендикулярно шву $\sigma_ш = N\sin\alpha/tl_ш$; (5.2) вдоль шва $\tau_ш = N\cos\alpha/tl_ш$, (5.3)

где $l_ш = \dfrac{b}{\sin\alpha} - 2t$ — расчетная длина косого шва.

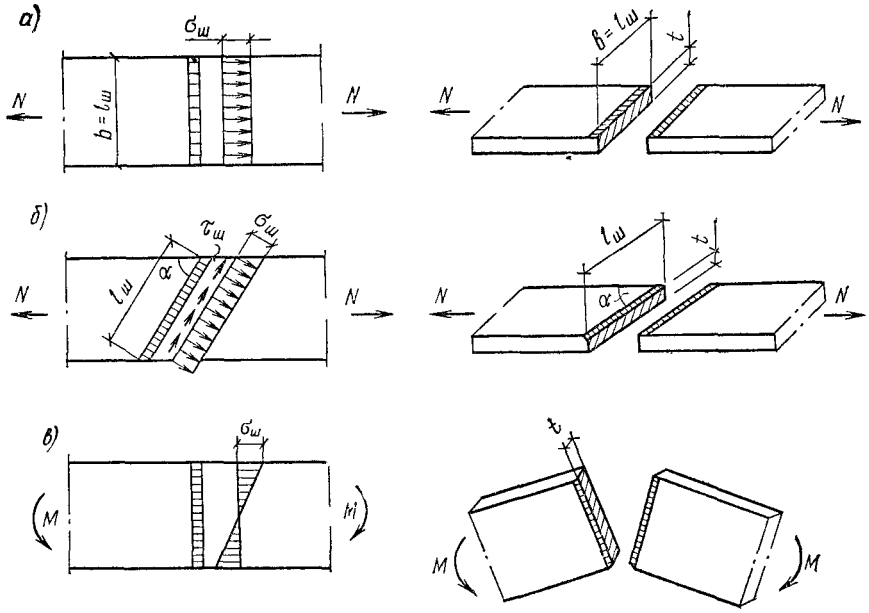


Рис. 5.10 К расчету стыковых швов

а и *б* — на продольную силу; *в* — на изгиб

При действии изгибающего момента на соединение (рис. 5.10, *в*) напряжения в шве

$$\sigma_{ш} = M/W_{ш} \leqslant R^{св}\gamma, \qquad (5.4)$$

где $W_{ш} = tl_{ш}^2/6$ — момент сопротивления шва.

Сварные соединения встык, работающие одновременно на нормальные напряжения и срез, проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_{ш\,x}^2 + \sigma_{ш\,y}^2 - \sigma_{ш\,x}\sigma_{ш\,y} + 3\tau_{ш\,xy}^2} \leqslant 1{,}15R^{св}\gamma, \qquad (5.5)$$

где $\sigma_{ш\,x}$ и $\sigma_{ш\,y}$ — нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям, $\sigma_{ш\,xy}$ — напряжение в сварном соединении от среза.

2. Работа и расчет соединений, выполненных угловыми швами

Угловыми швами выполняются соединения внахлестку, и они могут быть как фланговыми, так и лобовыми.

Фланговые швы, расположенные по кромкам прикрепляемого элемента параллельно действующему усилию, вызывают большую неравномерность распределения напряжений по ширине соединения. Неравномерно работают они и по длине, так как помимо непосредственной передачи усилия с элемента на элемент концы шва испытывают дополнительные усилия вследствие разной напряженности и неодинаковых деформаций соединяемых элементов в области шва (рис. 5.11, *а*).

Неравномерность работы шва по длине заставляет ограничивать расчетную длину шва на величину не менее $4k_{ш}$, или 40 мм и не более $85\beta k_{ш}$ (за исключением швов, в которых усилие возникает на всем протяжении шва, например поясные швы в балках).

Таким образом фланговый шов, сильно меняющий силовой поток, вызывает значительную неравномерность распределения напряжений в соединении. В соответствии с характером передачи усилий фланговые швы работают одновременно на срез и изгиб. Разрушение шва обычно начинается с конца и может происходить как по металлу шва, так и по

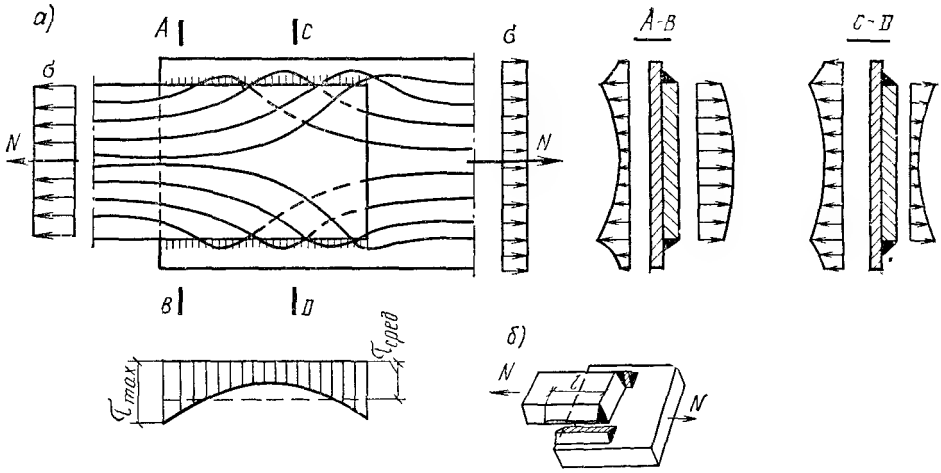


Рис. 5.11. Фланговые швы

а — распределение напряжений у фланговых швов; *б* — разрушение шва

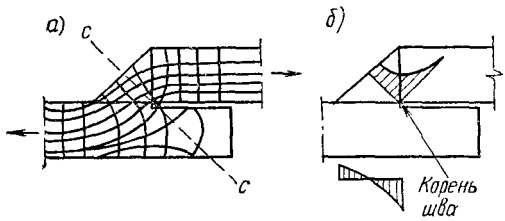


Рис. 5.12. Работа лобового шва

а — траектории силовых линий; *б* — концентрация напряжений

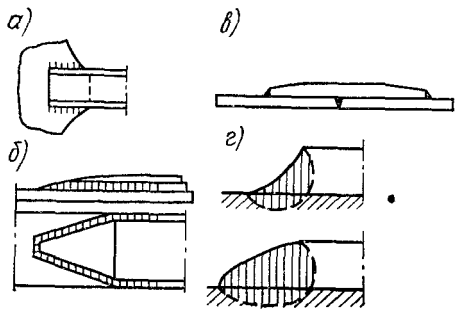


Рис. 5.13. Мероприятия по уменьшению концентрации напряжений у швов

а — плавный подход листа; *б* — обработка и обрез конца листа; *в* — острожка накладок; *г* — обработка поверхности шва

основному металлу на границе его сплавления с металлом шва, особенно если наплавленный металл прочнее основного.

Лобовые швы передают усилия равномерно по ширине элемента, но крайне неравномерно по толщине шва вследствие резкого искривления силового потока при переходе усилия с одного элемента на другой (рис. 5.12). Особенно велики напряжения в корне шва. Уменьшение концентрации напряжений в соединении может быть достигнуто плавным примыканием привариваемой детали, механической обработкой (сглаживанием) поверхности шва и конца накладки, увеличением пологости шва (например, шов с соотношением катетов 1 : 1,5), применением вогнутого шва и увеличением глубины проплавления (рис. 5.13).

Эти приемы уменьшения концентрации напряжений в соединении особенно желательно применять в конструкциях, работающих на переменные нагрузки и при низкой температуре.

Разрушение лобовых швов от совместного действия осевых, изгибных и срезывающих напряжений, возникающих при работе соединения, происходит аналогично фланговым швам по двум сечениям.

Ввиду сложности действительной работы угловых швов расчет их

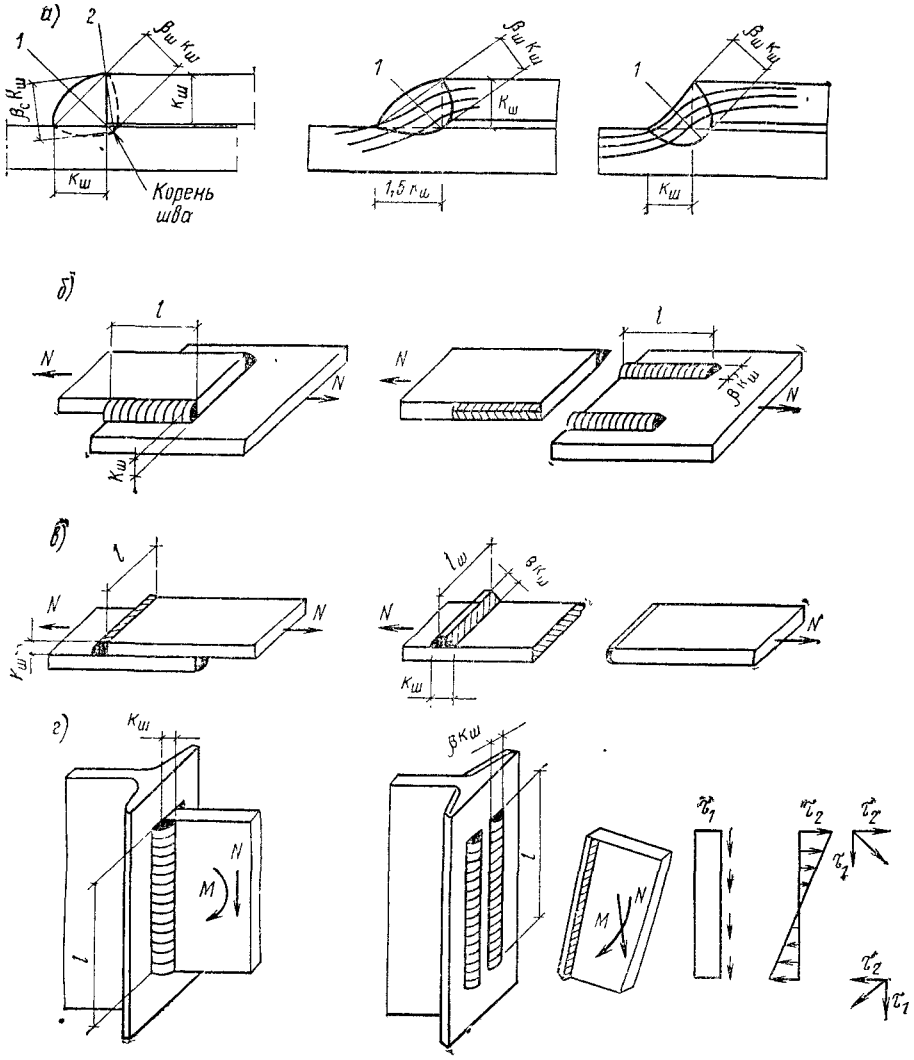


Рис. 5.14. К расчету угловых швов

а — расчетная высота шва; *1* — по шву; *2* — по границе сплавления; *б* — фланговые швы; *в* — лобовые швы; *г* — угловые швы, работающие на срез и изгиб

носит условный характер и хорошо подтвержден экспериментальными данными. Они рассчитываются независимо от ориентации шва по отношению к действующему усилию (фланговые и лобовые); усилие принимается равномерно распределенным вдоль шва и рассматривается возможность разрушения шва от условного среза по одному из двух сечений (рис. 5.14, *а*).

По металлу шва (сечение *1*, рис. 5.14, *а*)

$$N/\beta_ш k_ш l_ш \leqslant R^{св}_{уш} \gamma^{св}_{уш} \gamma. \qquad (5.6)$$

По основному металлу по границе его сплавления с металлом шва (сечение *2*, рис. 5.14, *а*)

$$N/\beta_с k_ш l_ш \leqslant R^{св}_{ус} \gamma^{св}_{ус} \gamma, \qquad (5.7)$$

где $k_ш$ — катет шва; $\beta_ш$ и $\beta_с$ — коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые в зависимости от вида сварки и положения шва для сталей с пределом текучести $\sigma_т \leqslant 580$ МПа (табл. 5.3); $l_ш$ — расчетная длина шва, принимаемая меньше его фактической длины на 10 мм за счет непровара и кратера на концах шва; $\gamma^{св}_{у.ш}$ и $\gamma^{св}_{у.с}$ — коэффициенты условий работы сварного соединения, равные 1 для соединений, рабо-

Таблица 5.3. Коэффициент глубины проплавления угловых швов β

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d, мм	Положение шва	Коэффициент	Значение коэффициентов $\beta_ш$ и $\beta_с$ при катетах швов, мм			
			3—8	9—12	14—16	18 и более
Автоматическая при $d=3—5$ (поясные швы в балках и колоннах)	В лодочку	$\beta_ш$	1,1			0,7
		$\beta_с$	1,15			1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при $d=1,4—2$ (ребра жесткости, стыки балок и колонн, узлы ферм)	Нижнее	$\beta_ш$	0,9	0,8	0,7	
		$\beta_с$	1,05	1,0		
Ручная, полуавтоматическая сплошной проволокой $d \leqslant 1,4$ или порошковой проволокой (узлы балок, колонн, ферм)	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	$\beta_ш$	0,7			
		$\beta_с$	1,0			

тающих при отрицательной температуре более —40 С; при $t<-40°$ см СНиП (в учебнике они равны 1); $R^{св}_{у\,ш}$ — расчетное сопротивление срезу (условному) металла шва (см. табл. 5.1); $R^{св}_{у\,с}$ — расчетное сопротивление срезу (условному) металла границы сплавления шва, принимаемое равным $0,45R^{н}_{в}$ (прил 4).

При расчете следует предварительно определить какая из двух проверок — по металлу шва или по металлу границы сплавления — будет иметь решающее значение, для чего надо сравнить произведения $\beta_ш \cdot R^{св}_{уш}$ и $\beta_с \cdot R^{св}_{ус}$; меньшее из них будет иметь решающее значение.

Часто удобнее определять необходимую длину швов, задаваясь их толщиной $k_ш$:

$$l_ш = N/k_ш \left(\beta R^{св}_{у}\right)_{min} \gamma, \tag{5.8}$$

где $(\beta R^{св}_{у})_{min}$ — меньшее из значений $\beta_ш R^{св}_{у\,ш}$ или $\beta_с R^{св}_{у.с}$.

В соединениях (рис. 5.14, *б* и *в*) обычно толщину швов $k_ш$ задают равной меньшей из толщин соединяемых элементов, а расчетная длина швов соединения равна сумме расчетных длин двух швов.

Если $l_ш$, полученное по формуле (5.8), превышает допустимую расчетную длину шва в $85\beta k_ш$, то приходится определять уже не длину, а толщину шва $k_ш$ исходя из его возможной расчетной длины:

$$k_ш \geqslant (1/\beta) \sqrt{N/85R^{ср}_{у} \cdot \gamma}. \tag{5.8а}$$

При действии силы на «фасонку», прикрепленную двумя угловыми швами к элементу (рис. 5.14, *г*), на швы будут действовать сдвигающая сила и изгибающий момент. Напряжения от силы сдвига и момента, действующие на одну площадку, но в перпендикулярных направлениях должны геометрически суммироваться.

По металлу шва

$$\sqrt{(N/2\beta_ш k_ш l_ш)^2 + \left(6M/2\beta_ш k_ш l^2_ш\right)^2} \leqslant R^{св}_{уш}\gamma. \tag{5.9}$$

По металлу границы сплавления

$$\sqrt{(N/2\beta_с k_ш l_ш)^2 + \left(6M/2\beta_с k_ш l^2_ш\right)^2} \leqslant R^{св}_{у\,с}\gamma. \tag{5.10}$$

При прикреплении угловыми швами несимметричных профилей, например уголков (рис. 5.15), желательно, чтобы линия действия усилия проходила через центр тяжести соединения, т. е. площади швов должны

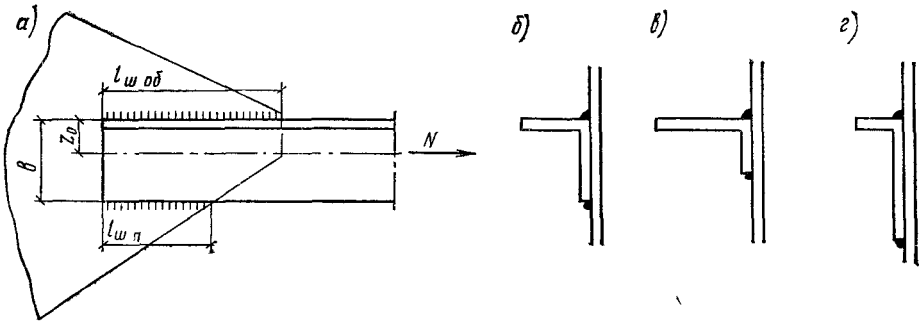


Рис. 5.15. Прикрепление уголков

а — длины швов; *б* — равнополочные уголки; *в*, *г* — неравнополочные уголки

быть распределены обратно пропорционально расстояниям от шва до оси элемента.

Таким образом, при общей требуемой площади швов

$$A_ш = (\beta k_ш)_{min}\, l_ш = N/R_y^{св}\,\gamma. \qquad (5.11)$$

Площадь бо́льшего шва на «обушке» уголка

$$A_ш^0 = A_ш (b - z_0)/b. \qquad (5.12)$$

Площадь ме́ньшего шва на «пере» уголка

$$A_ш^п = A_ш z_0/b. \qquad (5.13)$$

При равных толщинах швов по «перу» и «обушку» уголка соотношение площадей отвечает соотношению длин швов. Для равнополочных уголков (рис. 5.15, *б*) $l_ш^0 \approx 0{,}7\Sigma l_ш$, для неравнополочных (рис. 5.15, *в*, *г*) — соответственно $l_ш^0 \approx 0{,}75\Sigma l_ш$ и $l_ш^0 \approx 0{,}6\Sigma l_ш$.

3. Работа и расчет комбинированных соединений

Стыковые швы растянутых элементов иногда усиливают накладками (рис. 5.16), и тогда получается комбинированное соединение. Такое усиление не особенно эффективно, так как у мест утолщения сечения возникает концентрация напряжений и, следовательно, возможно разрушение элемента. Однако такое усиление применяется в случае особой необходимости, когда напряжения в основном металле больше допустимых для сварных швов и нельзя запроектировать равнопрочный стыковой шов. С точки зрения уменьшения концентрации напряжений, более рациональны ромбические накладки с незаваренными углами. Заварка углов и особенно обварка накладок по контуру не только уменьшают концентрацию напряжений, но и резко увеличивают усадочные напряжения при сварке, которые, суммируясь с напряжениями от нагрузки, легко могут вызвать появления трещин и даже хрупкое разрушение соединения. Односторонняя накладка особенно неблагоприятна, так как в соединении возникает еще и изгиб.

Приварка различного рода деталей к элементу конструкции образует местное изменение сечения и вызывает в местах приварки концентрацию напряжений. Неблагоприятное воздействие концентрации напряжений часто усиливается неизбежным возникновением усадочных сварочных напряжений. Оба вида напряжений неблагоприятно сказываются на прочности конструкции, особенно при действии динамических и вибрационных нагрузок, поэтому приварка деталей без особой надобности не должна допускаться.

При расчете комбинированного соединения по рис. 5.16 условно принимается, что напряжение в стыковом шве и в накладе одинаково. Тог-

да при расположении накладок с двух сторон напряжение в стыковом шве определится по формуле

$$\sigma = N/(A_л + \Sigma A_н) \leqslant R^{св}\gamma, \qquad (5.14)$$

где $A_л$ — площадь сечения соединяемых листов; $\Sigma A_н$ — суммарная площадь сечения накладок; $R^{св}$ — расчетное сопротивление стыкового шва сжатию или растяжению.

Усилие в накладке $N_н = A_а\sigma$ должно быть воспринято приваркой накладки, откуда можно определить требуемую длину угловых швов, приваривающих накладку с одной стороны стыка:

$$\Sigma l_ш = N_н/\left[\left(\beta R_у^{св}\right)_{min} k_ш \gamma\right]. \qquad (5.15)$$

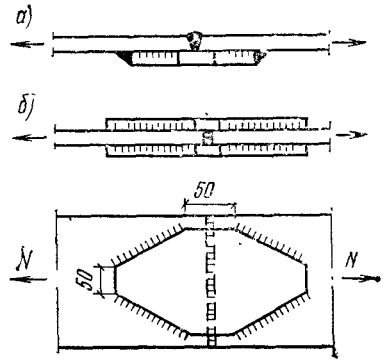


Рис. 5.16. Усиление стыкового шва накладками

а — односторонней; *б* — двусторонней

Такой расчет носит условный характер, так как бо́льшая податливость угловых швов вследствие меньшего модуля упругости их по сравнению со стыковыми приводит к некоторому уменьшению фактического усилия, приходящегося на накладки, и соответственно к увеличению усилия на стыковой шов.

Для уменьшения концентрации напряжений ширина накладок не должна сильно отличаться от ширины соединяемых листов.

4. Особенности работы и расчета сварных соединений при действии динамических и вибрационных нагрузок

Общие закономерности работы конструкций на выносливость и прочность с учетом хрупкого разрушения, изложенные в гл. 3 § 3, остаются в силе и для сварных соединений.

Концентрация напряжений, сильно влияющая на выносливость и хрупкую прочность конструкций, в сварных соединениях часто усиливается суммированием рабочих напряжений с начальными сварочными.

Таким образом, выносливость и хрупкая прочность конструкции в зоне сварного соединения будет сильно зависеть от типа соединения и формы шва.

Так, для стыковых сварных соединений, выполненных с выводом концов швов на технологические планки и с подваркой корня шва, выносливость и хрупкая прочность близка к соответствующей выносливости и прочности основного металла, а при отсутствии подварки корня шва она снижается в несколько раз. Вибрационная прочность соединений с угловыми швами значительно ниже, чем соединений стыковых. Поэтому для соединений, работающих на вибрационные нагрузки, возможно применение угловых швов только улучшенной формы (пологих, вогнутых, с обработанной поверхностью и т. п.).

Вибрационная прочность К-образных швов выше, чем у обычных угловых, и ниже, чем у стыковых швов. Такую же прочность имеют парные угловые швы в тавровых соединениях, выполненных автоматической сваркой, при полном проплавлении стенки. Приварка к элементу дополнительных деталей (выступающих фасонок, ребер и т. п.) отрицательно сказывается на вибрационной работе элемента. Разделка кромок не влияет на вибрационную прочность, но для конструкций, работающих на вибрационную нагрузку, совершенно обязательна подварка корня шва.

Повышению вибрационной прочности служат все мероприятия по снижению концентрации напряжений в соединениях, приведенные выше. Помимо формы и вида шва на вибрационную прочность оказывают большое влияние дефекты сварки и основного металла, а в соответствии с этим — и технология сварки. В качестве основного металла обычно применяют стали спокойной плавки, поставляемые по группе В.

Непровары и пористость швов сильно снижают вибрационную прочность соединений, и поэтому следует делать швы более плотными, т. е. применять автоматическую сварку. Таким образом, автоматическая сварка должна быть основным видом соединений конструкций, работающих на вибрационную нагрузку.

Вибрационная прочность понижается с увеличением областей напряженных (переохлажденных) структур в околошовной зоне. В соответствии с этим следует так подбирать технологический процесс, чтобы размер этих зон был наименьшим; при низких температурах следует избегать сварки.

Ударная вязкость металла шва, регламентированная ГОСТ 9467—75, для электродов Э42 и Э46 составляет 80 Дж/см^2, а для электродов Э42А и Э50А — соответственно 140 Дж/см^2. Однако ударная вязкость сварных швов неодинакова для разных точек зоны термического влияния шва; для некоторых зон с переохлажденной или крупнозернистой структурой она имеет весьма низкие значения. Сварные соединения, выполненные на морозе, имеют обычно пониженные значения ударной вязкости, что еще раз подтверждает необходимость специальной технологии сварки на морозе.

К мероприятиям по увеличению вибрационной прочности швов можно отнести их предварительную «тренировку» — загружение конструкции нагрузками выше номинальных, а также необходимость полного проплавления швов в тавровых соединениях (например, поясах подкрановых балок).

Расчет сварных соединений на выносливость и хрупкую прочность следует выполнять по формулам (5.1, 5.6, 5.7) с подстановкой в них значений σ_{max} вместо $R^{св}$; $R^{св}_{ушт}$; $R^{св}_{ус}$, определенных по гл. 3 § 3.

§ 5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СВАРНЫМ СОЕДИНЕНИЯМ

В конструкциях со сварными соединениями возможность применения механизированных способов сварки предусматривает такое расположение сварных швов, при котором максимально сокращается необходимость кантовки конструкции при ее изготовлении и обеспечивается свободный доступ к местам наложения швов с учетом выбранного способа и технологии сварки. Доступность для выполнения автоматической и полуавтоматической сварки обусловливается габаритом сварочных головок и тракторов и положением швов в пространстве; предельные размеры стенок и полок балок, свариваемых сварочным трактором ТС-17М и сварочной головкой А639, приведены на рис. 5.17.

Чтобы уменьшить сварочные напряжения и деформации, следует стремиться к наименьшему объему сварки в конструкции, применяя швы наименьшей толщины, полученной по расчету или по конструктивным соображениям, необходимо избегать пересечений швов, близкого их расположения друг к другу, образования швами замкнутых контуров и швов, ориентированных поперек направления действующих в стержне растягивающих напряжений.

Сварные стыки балок, колонн и т. п. следует выполнять без накладок, встык, с двусторонней сваркой и полным проплавлением либо односторонней сваркой с подваркой корня шва или на подкладках, с выведением концов шва на технологические планки с последующей их обрезкой и зачисткой. Толщина стыковых швов принимается равной меньшей из толщин стыкуемых элементов. В зависимости от толщины свариваемых элементов катет угловых швов рекомендуется принимать не менее, чем указано в табл. 5.4.

Наибольший катет углового шва в зависимости от толщины соединяемых элементов может быть принят $k_ш \leqslant 1{,}2t$ (где t — наименьшая из толщин свариваемых элементов); наибольший катет углового шва вдоль «обушка» уголка также может быть доведен до $1{,}2t$ (где t — толщина полки уголка).

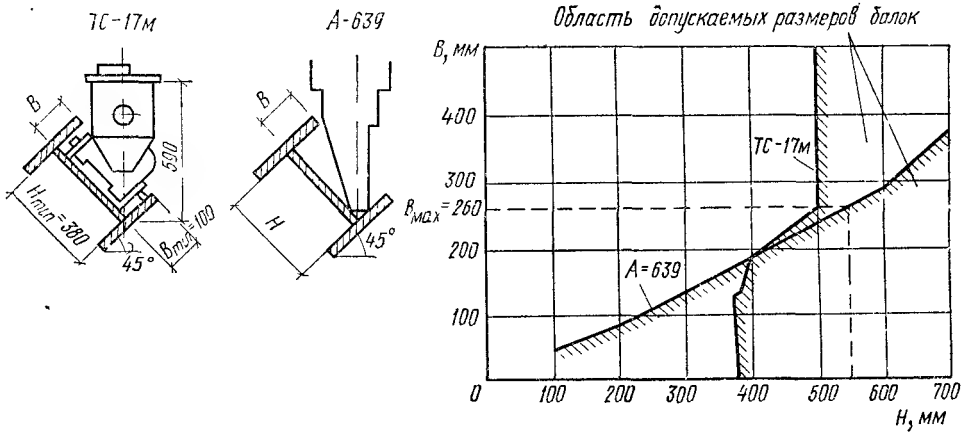


Рис. 5.17. Размеры двутавровых сечений, допускающие сварку трактором ТС-17м и сварочной головкой А-639

Кромки прокатных профилей имеют закругления, и наибольшую толщину углового шва вдоль этой кромки рекомендуется принимать на 2 мм меньше толщины полок. При ручной сварке за один проход может быть выполнен шов толщиной до 8 мм; более толстые швы (20—25 мм) получают путем многократного проваривания соединяемых элементов стыка. Применение таких швов нежелательно.

Швы различной толщины сваривают током разной силы, поэтому для упрощения сварочных работ в одной отправочной марке желательно иметь не более двух-трех различных толщин швов. Наименьшая длина углового шва из-за большой концентрации напряжений в начале и в конце шва должна быть не менее $4k_ш$ или не менее 40 мм.

Наибольшая длина фланговых швов, вводимых в расчет, также ограничена и должна быть не более $85\beta k_ш$, так как фактические напряжения по длине шва распределены неравномерно (рис. 5.11) и при длинных швах его крайние участки испытывают перенапряжение, а средние — недонапряжение против расчетного значения. Это ограничение

Таблица 5.4. Минимальные катеты $k_ш$ угловых сварных швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести свариваемой стали $R_т^н$, МПа	Минимальные катеты швов $k_ш$ при толщине более тонкого из свариваемых элементов, мм						
			4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	41—80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная	Менее 430	4	5	6	7	8	9	10
		От 430 до 580	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	Менее 430	3	4	5	6	7	8	9
		От 430 до 580	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

длины не относится к швам, в которых усилие, воспринимаемое швом, возникает на всем его протяжении, например поясные швы в балках.

Напуск листов в соединениях внахлестку для уменьшения влияния сварочных напряжений должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из соединяемых элементов.

В конструкциях из сталей с временным сопротивлением $R_в^н < 520$ МПа, воспринимающих статические нагрузки, соотношение катетов фланговых и лобовых швов следует принимать 1 : 1. В конструкциях, работающих на динамические и вибрационные нагрузки, а также в конструкциях так называемого северного исполнения и из сталей с $R_в^н > 520$ МПа для уменьшения концентрации напряжений рекомендуется принимать пологие угловые швы с соотношением катетов 1 : 1,5, причем больший катет должен быть направлен вдоль усилия. При соединении листов разной толщины или ширины рекомендуется делать односторонний или двусторонний скос кромок с уклоном не более 1 : 5.

§ 6. ОСОБЕННОСТИ СВАРКИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Сварные соединения конструкций из алюминиевых сплавов не получили широкого распространения из-за специфических особенностей их сварки. В основном сварные соединения применяются в конструкциях из термически неупрочняемых сплавов АД1М, АМцМ, АМг2М и др.

Наиболее распространенной является электродуговая сварка в среде инертного газа аргона. Аргон, защищая сварочную ванну от соприкосновения с воздухом, предохраняет ее от образования тугоплавких пленок, препятствующих сплавлению металла и затрудняющих сварку алюминиевых конструкций. Сварку можно вести в струе аргона неплавящимся вольфрамовым электродом с подачей голой присадочной проволоки. Такой способ применяется при сварке изделий небольших толщин (до 6—10 мм). При сварке изделий больших толщин целесообразен автоматический способ сварки плавящимся электродом. Сварку часто производят с предварительным подогревом изделия или двумя электродами, чтобы компенсировать повышенную теплопроводность алюминия.

Конструктивная форма соединений элементов из алюминиевых сплавов аналогична конструктивной форме соединений стальных конструкций. Однако в конструкциях из термически упрочненных сплавов основной металл в зоне термического влияния сварного шва разупрочняется, что необходимо учитывать при расчете соединений.

Разупрочнение металла при сварке иногда можно уменьшить повторной термообработкой сварного соединения, однако прием этот не всегда применим, дорог, а потому используется редко.

Расчет принимается по СНиП II-24-74 и несколько отличается от расчета соединений стальных конструкций.

§ 7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Пример 5.1. Рассчитать сварное соединение стальной полосы встык, выполненное ручной электрической сваркой с визуальным контролем, работающей на растяжение (рис 5.18, *а*). Размер полосы 300×20 мм, материал полосы ВСт3пс6-1, $R = 230$ МПа $= 23$ кН/см², растягивающая сила $N = 1250$ кН, электроды Э42. $R^{св} = 0{,}85\,R = 195{,}5$ МПа $= 19{,}5$ кН/см².

Делаем прямой шов встык, концы шва выводим на планки и проверяем в нем напряжения по формуле (5.1)

$$\sigma = N/tl_ш = 1250/2\cdot 30 = 20{,}83 \text{ кН/см}^2 > R^{св} = 19{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжение в шве получилось больше расчетного, то следует применить физический метод контроля или сделать косой шов с уклоном граней 2 : 1, обеспечивающий равнопрочность стыка основному металлу.

Пример 5.2. Рассчитать стык полосы прим 5 1 как комбинированное соединение — прямой стык полосы усилен двумя ромбическими накладками сечением 250×6 мм каждая (рис. 5.18, *б*).

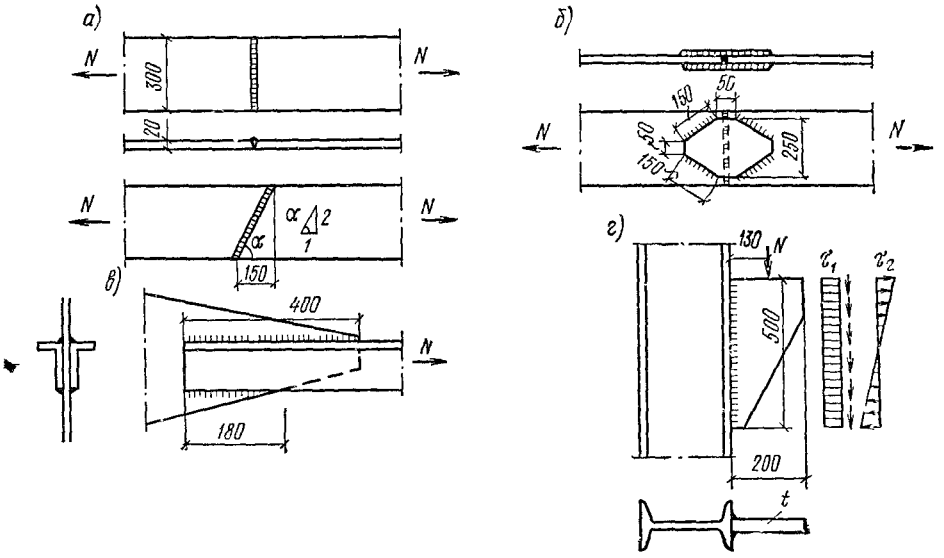


Рис. 5.18. К примерам расчета

а — соединение стыковым швом; *б* — комбинированное соединение; *в* — прикрепление уголков к фасонке; *г* — прикрепление ребра к колонне

По формуле (5.14) определяем напряжение в стыковом шве

$$\sigma = N/(A_л + \Sigma A_н) = 1250/(30\cdot 2 + 2\cdot 25\cdot 0,6) = 13,89 \text{ кН/см}^2 < R^{св} = 19,55 \text{ кН/см}^2.$$

Усилие в каждой накладке

$$N_н = \sigma A_н = 13,89\cdot 25\cdot 0,6 = 208,4 \text{ кН}.$$

Привариваем накладки ручной сваркой электродом Э42, швом $k_ш = 6$ мм. Определяем, какая из проверок — по шву или границе сплавления, имеет решающее значение. По табл. 5.1 $R^{св}_{ушш} = 180$ МПа $= 18$ кН/см² по прил. 4 $R^{св}_{ус} = 160$ МПа $= 16$ кН/см²; по табл. 5.3 $\beta_ш = 0,7$ и $\beta_с = 1$:

$$\beta_ш R^{св}_{у\,ш} = 0,7\cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2; \quad \beta_с R^{св}_{у.с} = 1\cdot 16 = 16 \text{ кН/см}^2,$$

Решающей оказалась поверка по металлу шва.

По формуле (5.15) определяем длину угловых швов, необходимых для прикрепления накладки,

$$l_ш = N/k_ш\left(\beta R^{св}_у\right)_{min} = 208,4/0,6\cdot 12,6 = 27,6 \text{ см}.$$

Принимаем 2 шва по $l = 27,6/2 + 1 = 15$ см.

Пример 5.3. Рассчитать прикрепление двух равнополочных уголков из стали ВСт3пс6-1 к фасонке из той же стали (рис. 5.18, *в*). Размер уголков 180×11 мм; сила, действующая на уголки, $N = 1500$ кН; сварка полуавтоматическая (в нижнем положении) в углекислом газе проволокой Св-08Г2С, диаметром 2 мм.

Наибольшую толщину углового шва, которую можно допустить на «пере» уголка, принимаем на 2 мм меньше толщины его полки — $k_ш = 9$ мм; принимаем толщину швов на «пере» и «обушке» одинаковой — $k_ш = 8$ мм. Определяем: по табл. 5.1 $R^{св}_{ушш} = 21,5$ МПа $= 21,5$ кН/см², по прил. 4 $R^{св}_{ус} = 160$ МПа $= 16$ кН/см²; по табл. 5.3 $\beta_ш = 0,9$ мм и $\beta_с = 1,05$ мм.

Выявляем значение $\beta R^{св}_у$, определяющее прочность соединения

$$\beta_ш R^{св}_{ушш} = 0,9\cdot 21,5 = 19,35 \text{ кН/см}^2 > \beta_с R^{св}_{ус} = 1,05\cdot 16 = 17,2 \text{ кН/см}^2.$$

Решающей оказалась поверка основного металла по границе сплавления со швом.

По формуле (5.8) определяем суммарную длину швов, прикрепляющих каждый уголок,

$$l_ш = N/2k_ш\left(\beta R^{св}_у\right)_{min}\gamma = 1500/2\cdot 0,8\cdot 17,2\cdot 1 = 54,5 \text{ см}.$$

В соответствии с формулами (5.12) и (5.13) принимаем длины швов:

на «обушке» $l^{об}_ш = 0,7 l_ш = 0,7\cdot 54,5 + 1 = 39$ см, принимаем 40 см,

на «пере» $l^{п}_ш = 0,3 l_ш = 0,3\cdot 54,5 + 1 = 18$ см.

Пример 5.4. Рассчитать прикрепление ребра из стали ВСт3пс6-1 угловыми швами к двутавровой колонне на действие эксцентрично приложенной силы $N = 750$ кН

(рис 5.18, *г*). Эксцентриситет приложения силы $d=13$ см, размеры ребра 500×200×12 мм, ребро приварено к колонне двумя швами, ручной электросваркой Э42

Принимаем: швы $k_ш=12$ мм, $l_ш=50-1=49$ см По табл. 5.1 $R^{св}_{ушш}=180$ МПа $=18{,}0$ кН/см²; по прил. 4 $R^{св}_{ус}=160$ МПа $=16$ кН/см², по табл. 5.3 $\beta_ш=0{,}7$ мм и $\beta_с=1{,}0$ мм.

Определяем минимальное значение $\beta R^{св}_{у}$:

$$\beta_ш R^{св}_{ушш}=0{,}7\cdot 18=12{,}6 \text{ кН/см}^2<\beta_c R^{св}_{ус}=1\cdot 16=16 \text{ кН/см}^2,$$

Проверку производим по металлу шва по формуле (5.9):

$$N/2\beta_ш k_ш l_ш=750/2\cdot 0{,}7\cdot 1{,}2\cdot 49=9{,}11 \text{ кН/см}^2;$$

$$3Na/\beta_ш k_ш l^2_ш=(3\cdot 750\cdot 13)/(0{,}7\cdot 1{,}2\cdot 49^2)=14{,}5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{9{,}11^2+14{,}5^2}=17{,}12 \text{ кН/см}^2<R^{св}_{ушш}=18 \text{ кН/см}^2.$$

Глава 6. БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

§ 1. ВИДЫ И ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА СОЕДИНЕНИЙ

1. Болтовые соединения

Для соединения металлических конструкций помимо сварки применяют болты и заклепки. Болтовые соединения конструкций появились раньше сварных. Простота соединения и надежность в работе способствовали их широкому распространению в строительстве при монтаже металлических конструкций.

Однако болтовые соединения более металлоемки, чем сварные, так как имеют стыковые накладки и ослабляют сечения элементов отверстиями для болтов. Последнее обстоятельство частично компенсировано допущением упруго-пластической работы элементов и введением коэффициента условий работы $\gamma>1$, а для элементов стыка на высокопрочных болтах — уменьшением фактического ослабления за счет восприятия части действующего усилия трением между соединяемыми элементами за пределами ослабленного сечения.

В строительных конструкциях применяют болты грубой, нормальной и повышенной точности, высокопрочные, самонарезающие и фундаментные (анкерные). Болт для соединения конструкций имеет головку, гладкую часть стержня длиной на 2—3 мм меньше толщины соединяемого пакета и нарезную часть стержня, на которую надевается шайба и навинчивается гайка (рис. 6.1, *а*).

Болты грубой (ГОСТ 15589—70 с изм.) *и нормальной* (ГОСТ 7798—70 с изм.) *точности* различаются допусками на отклонения диаметра болта от номинала. Для болтов грубой и нормальной точности отклонения диаметра могут достигать соответственно 1 мм и 0,52 мм (для болтов $d\leqslant 30$ мм). Изготовляют болты из углеродистой стали горячей или холодной высадкой, иногда с последующей термообработкой. В зависимости от процесса изготовления различают несколько классов прочности болтов от —4,6 до 8.8 (табл. 6.1). Класс прочности болтов обозначен числами. Первое число, умноженное на 10, обозначает временное сопротивление ($\sigma_в$, кгс/мм²), а произведение первого числа на второе — предел текучести материала ($\sigma_т$, кгс/мм²).

Болты в соединении ставят в отверстия на 2—3 мм больше диаметра болта, образованные продавливанием или сверлением в отдельных элементах. В результате неполного совпадения отверстий в отдельных элементах отверстие под болт имеет негладкую поверхность —«черноту» (тип С), что исключает плотную посадку болта в отверстие. Разница в диаметрах болта и отверстия облегчает посадку болтов и упрощает образование соединения; это большое преимущество таких болтов. Однако

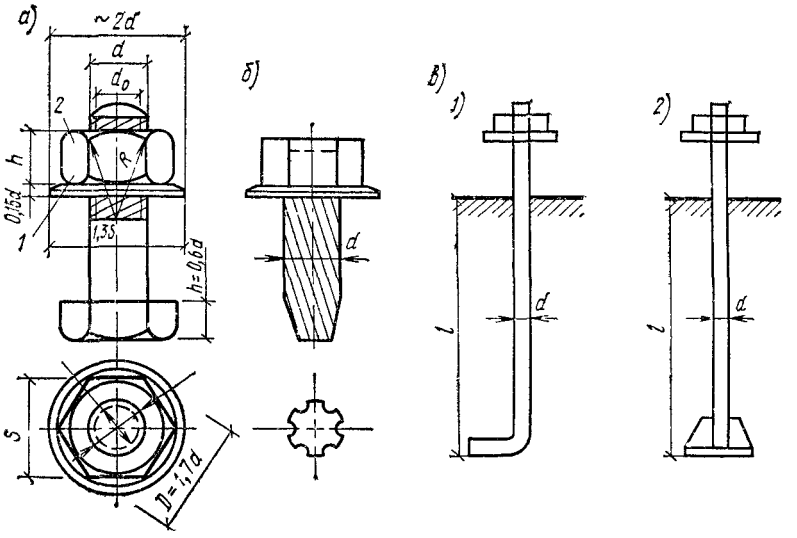


Рис. 6.1. Виды болтов

а — болт с шайбой (*1*) и гайкой (*2*); *б* — самонарезающий болт; *в* — фундаментные болты: тип 1 при $d \leqslant 36$ мм, тип 2 при $d > 30$ мм

неплотная посадка болта в отверстии повышает деформативность соединения при работе на сдвиг и увеличивает неравномерность работы отдельных болтов в соединении. Поэтому болты нормальной (и особенно грубой) точности не рекомендуется применять в конструкциях из стали с пределом текучести больше 380 МПа и в ответственных соединениях, работающих на сдвиг. Они находят широкое применение в монтажных соединениях, где болты работают на растяжение или являются крепежными элементами.

Болты повышенной точности (ГОСТ 7805—70 с изм.) изготовляют также из углеродистой стали, и они имеют те же классы прочности, что и болты нормальной точности.

Поверхность ненарезной части тела болта обтачивается и имеет строго цилиндрическую форму. Диаметр отверстия для таких болтов не должен отличаться более чем на +0,3 мм от диаметра болта (плюсовый допуск для диаметра болта и минусовый допуск для отверстия не допускаются); поверхность отверстия должна быть гладкой, что может быть достигнуто сверлением отверстий в соединяемых элементах через специальные кондукторы-шаблоны, рассверловкой отверстий до расчетного диаметра после сборки элементов с ранее образованными отверстиями меньшего диаметра и, наконец, сверлением отверстий на проектный диаметр в собранных элементах (тип В).

Болты в таких отверстиях сидят плотно и хорошо воспринимают сдвигающие силы; однако недостаточность сил, стягивающих пакет, ухудшает его работу по сравнению с соединениями на высокопрочных болтах или на заклепках. Сложность изготовления и постановки болтов

Таблица 6.1. Расчетные сопротивления срезу и растяжению одноболтовых соединений

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление болтов из стали классов прочности, МПа					
		4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	8,8
Срез	$R^б_{ср}$	150	160	190	200	230	320
Растяжение	$R^б_р$	175	160	210	200	250	400

Таблица 6.2. Механические свойства высокопрочных болтов

Диаметр болтов, d, мм	Нормативное временное сопротивление $R_в^н$ материала болтов из сталей, МПа			
	40Х «селект»	38ХС «селект»	40ХФА «селект»	30Х3МФ
16—27	1100	1350	1350	1550
30	950	—	—	1200

повышенной точности привела к тому, что соединения на таких болтах применяются редко.

Высокопрочные болты (ГОСТ 22353—77 и ГОСТ 22356—77) (сдвигоустойчивые) изготовляют из легированной стали, готовые болты термически обрабатывают (табл. 6.2). Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, их ставят в отверстия большего, чем болт, диаметра, но их гайки затягивают тарировочным ключом, позволяющим создавать и контролировать силу натяжения болтов. Большая сила натяжения болта плотно стягивает соединяемые элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии на такое соединение сдвигающих сил между соединяемыми элементами возникают силы трения, препятствующие сдвигу этих элементов относительно друг друга. Таким образом, высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соединяемыми элементами, именно поэтому подобное соединение часто называют *фрикционным*. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины металлическими щетками, пескоструйным или дробеструйным аппаратом, огневой очисткой и не окрашивают.

Чтобы соединение с накладками с двух сторон работало надежно, необходима строго одинаковая толщина соединяемых элементов, так как даже при небольшой разности их толщин плотного прилегания элементов добиться не удается и силы трения, а следовательно, и несущая способность болта резко уменьшаются.

Иногда между соединяемыми поверхностями, очищенными металлическими щетками, вставляют тонкую стальную прокладку, имеющую с двух сторон покрытие полимерным клеем с корундовым порошком. Такое решение позволяет выравнивать перепад плоскостей стыкуемых деталей и одновременно дает высокий коэффициент трения.

Помимо сдвигоустойчивых, фрикционных соединений на высокопрочных болтах существуют соединения с «несущими» высокопрочными болтами, отличающиеся передачей сдвигающих усилий совместной работой сил трения, смятия и среза болта. Эти соединения будут иметь остаточные перемещения, появляющиеся при преодолении начального трения и зависящие от плотности посадки болтов в отверстия, но зато их несущая способность существенно в 1,5—2 раза увеличивается и упрощается подготовка контактных поверхностей. Однако такие соединения не могут быть рекомендованы в конструкциях, где остаточные перемещения нежелательны, и при вибрационных нагрузках.

Для улучшения работы соединения иногда также применяют комбинированное клееболтовое соединение, в котором соединяемые поверхности склеивают специальными клеями, а затем стягивают высокопрочными болтами. Соединения на высокопрочных болтах обладают преимуществами обычных болтовых соединений по простоте устройства соединения; по качеству работы они не уступают сварным соединениям, но уступают им по расходу металла. Применяются они в монтажных соединениях, имеющих большие сдвигающие силы, и при действии динамических и вибрационных нагрузок.

Самонарезающие болты (ТУ 34-5815-70) отличаются от обычных наличием резьбы полного специального профиля на всей длине стержня для нарезания резьбы и завинчивания в ранее образованные отверстия соединяемых деталей (рис. 6.1, *б*). Материалом для них служит сталь Ст10кп термоупрочненная. Применяются они в основном $d=6$ мм для прикрепления профилированного настила к прогонам и элементам фахверка, и их большим преимуществом является необходимость доступа к конструкции только с одной стороны.

Фундаментные (анкерные) болты (ГОСТ 24379.1—80) служат для передачи растягивающих усилий с колонн на фундамент. Их конструкция показана на рис. 6.1, *в*, а материалом служат стали марок ВСт3кп2, 09Г2С и 10Г2С1.

2. Заклепочные соединения

Заклепочные соединения, являющиеся в прошлом основным видом соединений металлических конструкций, из-за неудобств технологического процесса клепки (необходимость нагрева заклепок до температуры 800 °С) и перерасхода металла на соединение в настоящее время почти полностью вытеснены сваркой и высокопрочными болтами при монтаже. Они сохранили весьма ограниченное применение только в тяжелых конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок, а также при использовании трудносвариваемых материалов — некоторые термообработанные стали и алюминиевые сплавы. Заклепки изготовляют из специальной углеродистой или низколегированной стали, обладающей повышенными пластическими свойствами (рис. 6.2, *а*). Отверстия в соединяемых элементах образуют так же, как в болтовых соединениях. В образованные отверстия вставляют стержень заклепки, ударами пневматического молотка или давлением клепальной скобы его осаживают, увеличивая в диаметре, плотно заполняя отверстие с одновременным образованием замыкающей головки (рис. 6.2, *б*).

Клепку ведут горячим и холодным способами. При горячей клепке разогретую до ярко-красного каления ($t \approx 800°$) заклепку вставляют в отверстие и клепкой образуют замыкающую головку. Поставленная заклепка, остывая, стягивает соединяемые элементы, что существенно улучшает работу соединения на сдвигающие силы благодаря возникающим при этом силам трения.

При холодной клепке, выполняемой только на заводе, металл заклепки пластически деформируется клепальной скобой, образуя замыкающую головку. Сила стягивания заклепкой соединяемых элементов при этом получается значительно меньшей, однако сам процесс клепки более прост.

Работа заклепочных соединений на сдвиг носит промежуточный характер между работой обычных и высокопрочных (сдвигоустойчивых) болтов, так как силы стягивания пакета значительны, но недостаточны для восприятия сил сдвига только трением. Поэтому расчет их аналогичен расчету обычных болтов, а наличие сил трения учитывается повышением расчетных сопротивлений. Однако действующий СНиП II-23-81 не даст расчетных указаний о заклепочных соединениях, и при усилении существующих клепаных конструкций надо пользоваться нормативными указаниями прошлых лет.

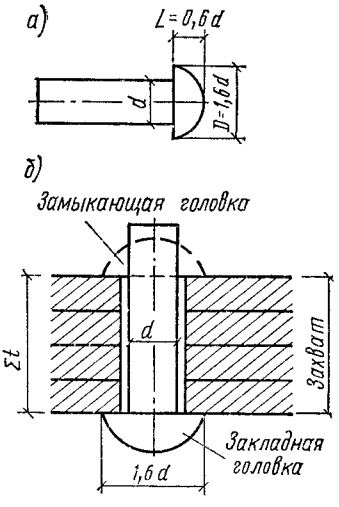


Рис. 6.2. Заклепочные соединения *а* — заклепка с полукруглой головкой; *б* — постановка заклепки в соединение

§ 2. РАБОТА И РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. Работа и расчет на сдвиг при действии статической нагрузки

Работа на сдвиг является основным видом работы большинства соединений, причем в разных соединениях она имеет свои особенности.

В соединениях на болтах с неконтролируемой силой затяжки гайки грубой, нормальной и повышенной точности, силы стягивания пакета болтами, а следовательно, и развивающиеся силы трения между соединяемыми элементами при действии сдвигающих сил на соединение неопределенны

и в большинстве случаев недостаточны для полного восприятия этих сдвигающих сил. Работу такого соединения можно разбить на четыре этапа (рис. 6.3). На 1-м этапе, пока силы трения между соединяемыми элементами не преодолены, сами болты не испытывают сдвигающих усилий и работают только на растяжение, все соединение работает упруго. Так работают сдвигоустойчивые соединения на высокопрочных болтах. При увеличении внешней сдвигающей силы силы внутреннего трения оказываются преодоленными и наступает 2-й этап — сдвиг всего соединения на величину зазора между поверхностью отверстия и стержнем болта. На 3-м этапе сдвигающее усилие в основном передается давлением поверхности отверстия на стержень болта; стержень болта и края отверстия постепенно обминаются; болт изгибается, растягивается, так как головка и гайка препятствуют свободному изгибу стержня. Постепенно плотность соединения расстраивается, силы трения уменьшаются и соединение переходит в 4-й этап работы, характеризующийся его упругопластической работой. Разрушение соединения происходит от среза болта, смятия и выкола одного из соединяемых элементов или отрыва головки болта.

Работа эта сильно осложнена неправильностью формы болта и стенки отверстия, поэтому расчет соединения носит условный характер.

Различают также работу одноболтового и многоболтового соединения. В многоболтовом соединении эти же неправильности формы болта и отверстия, а также возможные зазоры между болтом и отверстием неизбежно приводят к неравномерной работе отдельных болтов соединения, что учитывают соответствующим назначением коэффициента условий работы соединения.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых соединяемых листах или по смятию поверхности отверстия при тонких листах:

а) расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом по срезу:

$$N_{\text{ср}}^{\text{б}} = R_{\text{ср}}^{\text{б}} \gamma_{\text{б}} A_{\text{б}} n_{\text{ср}}, \qquad (6.1)$$

где $R_{\text{ср}}^{\text{б}}$ — расчетное сопротивление болтов срезу (табл. 6.1); $\gamma_{\text{б}}$ — коэффициент условий работы соединения. Для болтов грубой и нормальной точности в многоболтовом соединении $\gamma_{\text{б}}=0{,}9$, для болтов повышенной точности $\gamma_{\text{б}}=1$; $A_{\text{б}}=\pi d^2/4$ — площадь сечения болта по ненарезной части, d — диаметр стержня болта; $n_{\text{ср}}$ — число расчетных срезов одного болта (рис. 6.4, *а*);

б) расчет болта на смятие носит условный характер, так как в местах передачи усилия с болта на соединяемые листы отмечается сложнонапряженное состояние (рис. 6.4, *б*).

На этом же рисунке видно, что в точке *а* резко возрастают сминающие напряжения $\sigma_x^{\text{с}}$ и растягивающие напряжения σ_y. Сминающие напряжения $\sigma_x^{\text{с}}$ могут вызвать преждевременную текучесть материала, а растягивающие напряжения σ_y — разрыв (раскол) соединяемого элемента, тогда болт «прорежет» его. В то же время в точке *б* болт практически не передает усилий на лист, и в этом месте возрастание напряжений σ_x объясняется только обычной концентрацией напряжений по краям отверстия. Неравномерность работы материала вблизи отверстия увеличивается в соединениях типа С. Трудность учета действительного сложнонапряженного состояния привела к тому, что в расчете принимается равномерное давление болта на стенку отверстия по всему диаметру болта. Это несоответствие расчета действительной работе учитывается условным характером расчетных сопротивлений. Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом по смятию элементов, рассчитывается по формуле

$$N_{\text{см}}^{\text{р}} = R_{\text{см}}^{\text{б}} \gamma_{\text{б}} d \Sigma t, \qquad (6.2)$$

где $R_{\text{см}}^{\text{б}}$ — расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами (прил. 4); $\gamma_{\text{б}}$ и d — см. примечание к формуле (6.1); Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

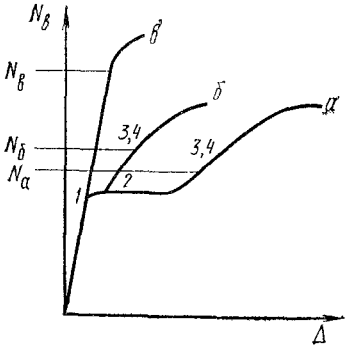
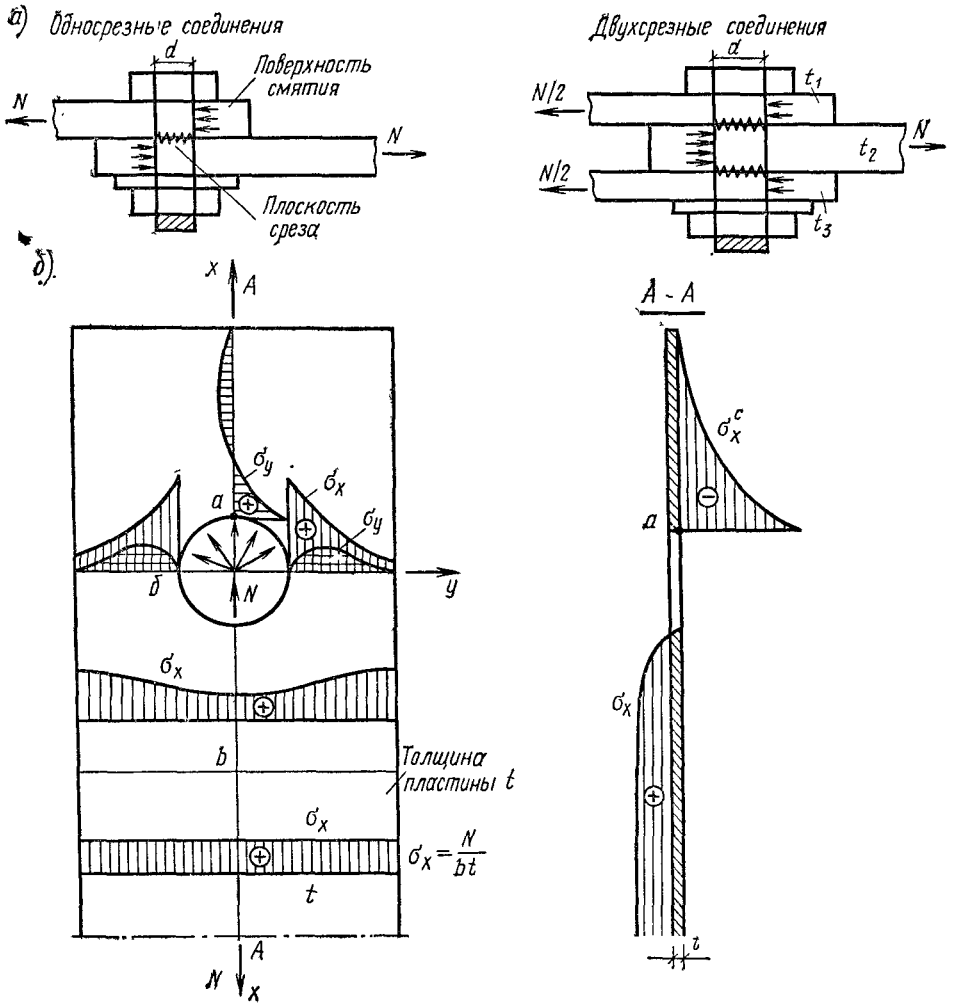


Рис 6.3. Работа болтового соединения на сдвиг

а — болты грубой и нормальной точности, *б* — болты повышенной точности, *в* — высокопрочные болты и сдвиоустойчивые болты, *1, 2, 3, 4* — этапы работы соединений

Рис. 6.4. Работа болтов

а — срез болта, *б* — смятие отверстия



Число болтов n в соединении при действии сдвигающей силы N, приложенной к центру тяжести соединения, определяют, предполагая работу всех болтов одинаковой

$$n = N / N_{min}^{б} \gamma, \tag{6.3}$$

где $N_{min}^{б}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленное по формулам (6 1) и (6 2), γ — коэффициент условий работы конструкции.

Расчет самих соединяемых элементов на прочность ведут с учетом ослабления сечения отверстиями по площади нетто $A_{нт}$, но с допущением упругопластической работы материала соединяемых элементов, учи-

Таблица 6.3. Площади сечения болтов

d, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48	56	64	72	80	90	100
$A^{б}$, см²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7.06	10,2	13,8	18,1	24,6	32,2	40,7	50,3	63,6	78,5
$A^{б}_{нт}$ см²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,2	11,3	14,8	20,5	26,9	34,7	43,5	56,0	70,2

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

тываемой коэффициентом условий работы γ. Он принимается: для сплошных балок, колонн и стыковых накладок $\gamma=1,1$, для стержневых конструкций покрытий и перекрытий $\gamma=1,05$ и учитывается одновременно с коэффициентом условий работы всей конструкции γ;

в) в соединениях на высокопрочных болтах с контролируемой силой натяжения болта (сдвигоустойчивых, фрикционных) силы стягивания соединяемых элементов болтами настолько велики, что при действии сдвигающих сил возникающие в соединении силы трения полностью воспринимают эти сдвигающие силы и все соединение работает упруго (рис. 6.3, *в*).

Решающее значение в работе такого соединения имеют сила натяжения болта $P=R^{вб}_{р}A^{б}_{нт}$ (равная расчетному усилию болта на растяжение) и качество поверхностей трения. Расчетное сдвигающее усилие, которое может быть воспринято в соединении элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, может быть определено по формуле

$$Q^{вб}=R^{вб}_{р}A^{б}_{нт}\gamma_{б}(\mu/\gamma_{н})k, \qquad (6.4)$$

где $R^{вб}_{р}=0,7R^{н}_{в}$; $R^{н}_{в}$ — наименьшее временное сопротивление материала болта разрыв по табл. 6.2; $A^{б}_{нт}$ — площадь сечения болта нетто (по нарезке) по табл. 6.3; $\gamma_{б}$ — коэффициент условий работы болтового соединения; при динамической нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов более 1 мм $\gamma_{б}=0,85$, во всех остальных случаях $\gamma_{б}=1$; μ — коэффициент трения по табл. 6.4; $\gamma_{н}$ — коэффициент надежности по табл. 6.4; k — число расчетных плоскостей трения одного болта.

Аналогично формуле (6.3) необходимое для передачи сдвигающей силы число болтов n в соединении находят, считая распределение силы между болтами равномерным:

$$n=N/Q^{вб}\gamma. \qquad (6.5)$$

Фактически участки на концах соединения испытывают несколько большие усилия из-за разной напряженности, а следовательно, и раз-

Таблица 6.4. Таблица коэффициентов трения для соединений высокопрочными болтами

Способы обработки соединяемых поверхностей	Коэффициент трения μ	Коэффициент $\gamma^{*}_{н}$
Пескоструйный или дробеметный двух поверхностей	0,58	1,02
То же, с консервацией металлизацией цинком или алюминием	0,50	1,02
Пескоструйный или дробеметный одной поверхности с консервацией ее эпоксидным клеем с корундовым порошком, другая поверхность очищается стальными щетками, без консервации	0,50	1,02
Газопламенной двух поверхностей	0,42	1,02
Стальными щетками двух поверхностей	0,35	1,06
Без обработки	0,25	1,20

* Коэффициент $\gamma_{н}$ дан для способа регулирования натяжения болтов по углу поворота гайки.

ных упругих удлинений участков между болтами вдоль действующего усилия смежных соединяемых элементов.

Расчет элементов в местах стыков и соединений высокопрочными болтами в отличие от соединений на обычных болтах ведут без допущения упругопластической работы, так как соединение не имеет неупругих деформаций (рис. 6.3, *в*), т. е. при $\gamma=1$.

Однако ослабление сечений отверстиями учитывается частично, так как часть сдвигающего усилия воспринимается трением соединяемых поверхностей, находящихся вне места ослабления сечения отверстиями. При этом проверку ослабленных сечений следует производить при статических нагрузках — по площади сечения брутто A при $A_{нт} \geqslant 0{,}85A$, а при $A_{нт} < 0{,}85A$ — по условной площади $A_{ус} = 1{,}18A_{нт}$, при динамических нагрузках — по площади сечения нетто $A_{нт}$.

2. Работа и расчет соединений на растяжение

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение. При статической работе такого соединения качество отверстий и поверхности болта не играет никакой роли и болты нормальной и повышенной точности работают на растяжение одинаково (их расчетные сопротивления равны).

Интересно отметить, что начальные натяжения болтов не сказываются на их несущей способности на растяжение. Объясняется это тем, что начальные напряжения являются напряжениями внутренними, уравновешенными силами сжатия между соединяемыми элементами (рис. 6.5, *а*). Прикладывая внешние силы N к соединяемым элементам, будем постепенно заменять ими силы сжатия между элементами, не нарушая равновесия болт — элемент. При этом плотность соединения нарушена не будет. Тогда, когда внешние силы N начнут превышать внутренние начальные усилия стягивания болта, монолитность соединения нарушится и растягивающее усилие в болте начнет увеличиваться. Таким образом, прочность соединения определяется прочностью материала болтов на растяжение независимо от сил начального натяжения болта.

В соединениях, работающих на растяжение, применяются болты из тех же сталей, что и для соединений, работающих на сдвиг и указанных в табл. 6.1, а для фундаментных болтов — в табл. 6.5. В этих соединениях усилия к болтам часто бывают приложены с эксцентриситетом (рис. 6.5, *б*), что заставляет снижать их расчетные сопротивления.

В фундаментных болтах снижение расчетных сопротивлений материала болтов против номинала объясняется еще и тем, что степень натяжения смежных болтов базы колонны в процессе монтажа колонны может быть различна, а потому в действительности возможна некоторая перегрузка отдельных болтов. Усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяют по формуле

$$N_р^б = R_р^б A_{нт}^б, \tag{6.6}$$

где $R_р^б$ — расчетное сопротивление болтов растяжению. Его следует принимать: для обычных болтов по табл. 6.1, для фундаментных болтов по табл. 6.5; $A_{нт}^б$ — площадь сечения болта нетто, по табл. 6.3.

Аналогично формуле (6.3) необходимое количество болтов в соединении, работающем на действие центрально приложенной растягивающей силы, определяют:

$$n = N/\gamma N_р^б. \tag{6.7}$$

При одновременном действии сил, сдвигающих и растягивающих соединение, прочность его проверяют раздельно на сдвиг по формулам (6.1) — (6.3), а на растяжение по формулам (6.6) и (6.7).

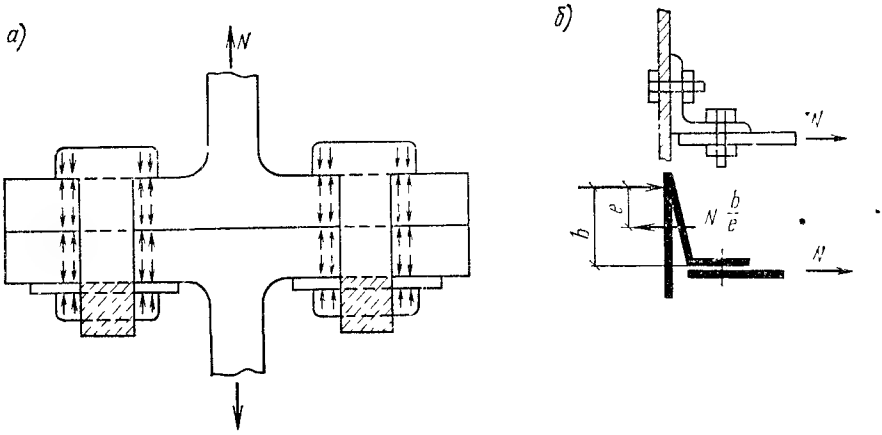


Рис. 6.5. Работа болтов на растяжение

а — фланцевое симметричное соединение, *б* — несимметричное соединение

Таблица 6.5. Расчетные сопротивления $R_p^б$ растяжению фундаментных болтов, МПа

Диаметр болтов, мм	Марка стали		
	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1
12—32	145	185	190
33—60	145	180	180
61—80	145	175	170
81—100	145	170	170

Расчет фундаментных болтов не отличается от расчета обычных болтов и производится по формулам (6.6) и (6.7), однако для должного закрепления болта в фундаменте (определение длины его заделки в бетон l) необходимо дополнительно проверить его на вырывание из фундамента (см. курс «Железобетонные конструкции»).

3. Работа и расчет соединений на сдвиг при повторных нагрузках

Работа соединений при нагрузке с перерывами. Работа соединений на действие повторных нагрузок имеет несколько разновидностей.

1. Если силы стягивания соединения болтами велики и внешние повторные нагружения не преодолевают сил трения, возникающих при этом между соединяемыми элементами, то соединение сохраняет свою монолитность и работает упруго, как основной металл. Так работают соединения на высокопрочных болтах.

2. Если силы стягивания соединений на болтах нормальной, повышенной точности и несущих высокопрочных недостаточны и силы внутреннего трения F преодолеваются в соединении внешними сдвигающими силами, то соединение начинает работать как упругопластическое тело (рис. 6.6). Если такое соединение довести до развития пластических деформаций (преодолеть силы внутреннего трения), а затем разгрузить то пока не будет преодолено внутреннее трение в обратном направлении, разгрузка произойдет по упругому закону (первоначальные остаточные деформации соединения при этом сохранятся). Упругий закон будет распространяться не на разгрузку F, как при первом нагружении, а на $2F$, что может быть объяснено особенностями природы сухого трения (рис. 6.6, *б*), т. е. соединение при повторных нагружениях и разгрузках сдвигающей силой N, не превышающей удвоенной силы трения $2F$, претерпев первые неупругие сдвиги, в последующем будет работать упруго. Таким образом, повторные нагружения как бы увеличивают область упругой работы соединения в 2 раза. Это сильно уменьшает деформативность соединений после первых нагружений.

При повторных нагрузках и разгрузках соединения усилием $N>2F$ трение в соединении будет каждый раз преодолеваться и на диаграмме «нагрузка — деформация» образуется петля гистерезиса циклической

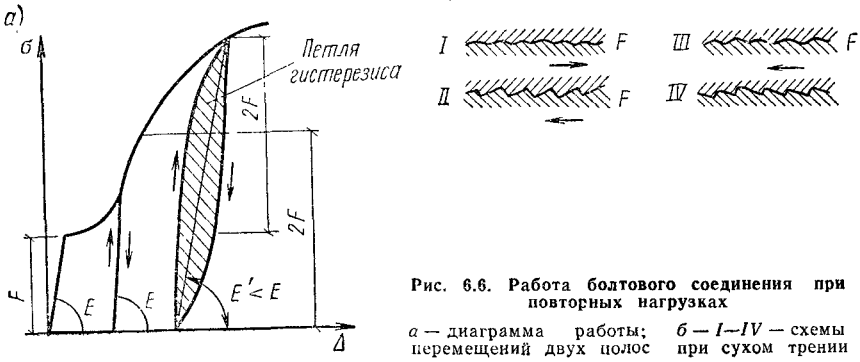


Рис. 6.6. Работа болтового соединения при повторных нагрузках

а — диаграмма работы; *б* — *I—IV* — схемы перемещений двух полос при сухом трении

работы соединения (рис. 6.6, *а*). Если фиксировать только начальную и конечную точки петли гистерезиса, то получается впечатление, что соединение работает упруго, но его приведенный модуль упругости E' меньше модуля упругости материала, т. е. соединение оказывается более податливым, чем материал конструкции. Естественно, что чем больше силы внутреннего трения в соединении F, тем больше зона упругой работы соединения и меньше его податливость. Это еще раз показывает желательность увеличения сил стягивания соединения болтами. Явление это расчетом не учитывается, но может быть учтено при определении деформативности сооружения.

Работа и расчет соединений при вибрационной нагрузке. В соединениях, работающих на вибрационную нагрузку, применяют заклепки или высокопрочные болты.

При непрерывной повторной вибрационной нагрузке соединение работает упруго, так как размер изменения усилий обычно меньше значения сопротивлений трения. Упругая работа соединения не способствует выравниванию усилий между болтами соединения, и крайние болты работают сильнее средних.

Отверстия в соединении и сложнонапряженное состояние материала около отверстий (рис. 6.4, *б*) способствуют концентрации напряжений и появлению пиковых напряжений. Оба эти явления понижают вибрационную прочность соединения по сравнению с вибрационной прочностью основного материала вне соединения и создают условия для проявления усталости металла.

Реже разрушаются от усталости заклепочные или болтовые стержни. Они разрушаются в местах концентрации напряжений, т. е. в местах примыкания стержня к головке или в средней, обминаемой краями листа части стержня.

Снижение вибрационной прочности соединения учитывают снижением расчетного сопротивления материала (см. гл. 3).

§ 3. КОНСТРУИРОВАНИЕ БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. Типы болтовых и заклепочных соединений

Различают две конструктивные разновидности соединений — стыки и прикрепления элементов друг к другу.

Стыки листового металла осуществляют двусторонними (рис. 6.7, *а*) или односторонними (рис. 6.7, *б*) накладками. Двусторонние накладки, обеспечивающие симметричную передачу усилия, предпочтительнее. Стыки с односторонней накладкой дают эксцентричное соединение, в котором силовой поток отклоняется от своего первоначального направления, возникают изгибающие моменты, и необходимое по расчету

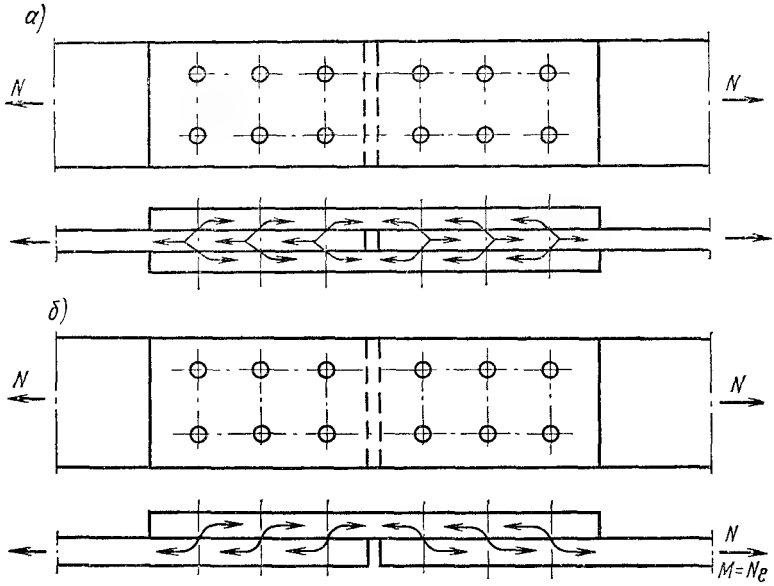


Рис. 6.7. Стыки листового металла

а — симметричный; *б* — несимметричный

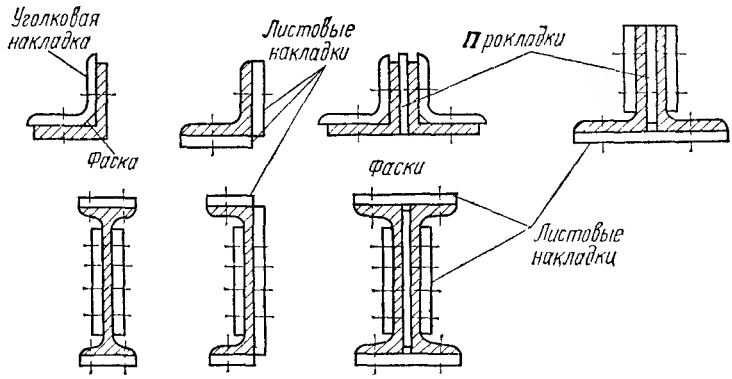


Рис. 6.8. Болтовые и клепаные стыки прокатных профилей

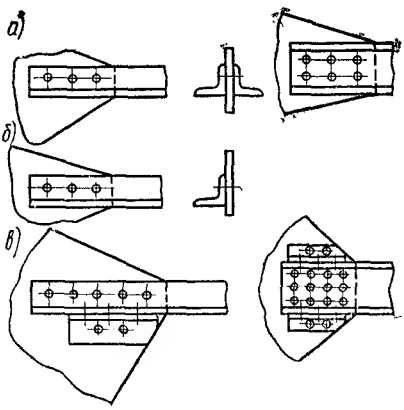


Рис. 6.9. Прикрепление элементов

а — симметричное; *б* — несимметричное; *в* — с коротышами

число болтов увеличивают в этом случае на 10 %. При соединении листов неодинаковой толщины разницу их толщины компенсируют постановкой прокладок, причем число болтов, работающих через прокладку, должно быть также увеличено на 10 % против расчетного.

Стыки профильного металла (рис. 6.8) выполняют накладками: уголки — уголковыми, двутавры и швеллеры — листовыми. Благодаря значительной жесткости самого соединяемого профиля эксцентриситет прикрепления накладок слабо сказывается на работе соединения, в связи с чем число болтов против расчетного не увеличивается.

Прикрепление элементов осуществляют внахлестку (рис. 6.9). Для работы соединения предпочтительнее симметричное прикрепление элементов с двух сторон (рис. 6.9, *а*). При одностороннем прикреплении жесткого элемента к гибкому, например уголка к фасонке (рис. 6.9, *б*), появляется эксцентриситет, что требует увеличения числа болтов соединения на 10 % против расчетного.

Если возможная длина прикрепления элемента ограничена, то часть болтов располагают на специальных коротышах (рис. 6.9, *в*). Из-за увеличения пути передачи усилия через коротыш и большей деформативности соединения число болтов на одной из полок коротыша увеличивают на 50 % против расчетного.

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к применению болтов одного диаметра в пределах каждого конструктивного элемента и к наименьшему числу диаметров болтов во всем сооружении. Наибольшее применение находят в конструкциях средней мощности болты диаметром $d=20—24$ мм, а в тяжелых конструкциях диаметром $d=24—30$ мм.

Допускается элементы в узле крепить одним болтом. В соединениях на высокопрочных болтах в случае перепада плоскостей стыкуемых деталей от 0,5 до 3 мм на выступающей детали должен быть сделан скос с уклоном 1 : 10. При перепадах более 3 мм необходимо применять прокладки из стали той же марки, что и в конструкции, обработанные с двух сторон тем же способом, каким обрабатывались детали соединения.

Таблица 6.6. Размещение болтов и заклепок в стальных конструкциях

Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок	Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок
Расстояние между центрами болтов и заклепок в любом направлении.		Расстояние от центра болта или заклепки до края элемента:	
а) минимальное:		а) минимальное вдоль усилия	$2d$*
для болтов	$2{,}5d$*	б) минимальное поперек усилия:	
» заклепок	$3d$	при обрезных кромках	$1{,}5d$
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d$ или $12t$	» прокатных »	$1{,}2d$
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:		в) максимальное	$4d$ или $8t$
при растяжении	$16d$ или $24t$	г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	$1{,}3d$
» сжатии	$12d$ или $18t$		

* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 МПа при условии расчета на смятие с коэффициентом условий работы $\gamma_б=0{,}85$ (учитываемым одновременно с $\gamma_б=0{,}9$ для болтов грубой и нормальной точности), допускается уменьшить расстояние от центра болта до края элемента вдоль усилия до $a=1{,}5d$, между центрами отверстий до $b=2d$ В элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$ (d — диаметр отверстия для болта, t — толщина наиболее тонкого наружного элемента).

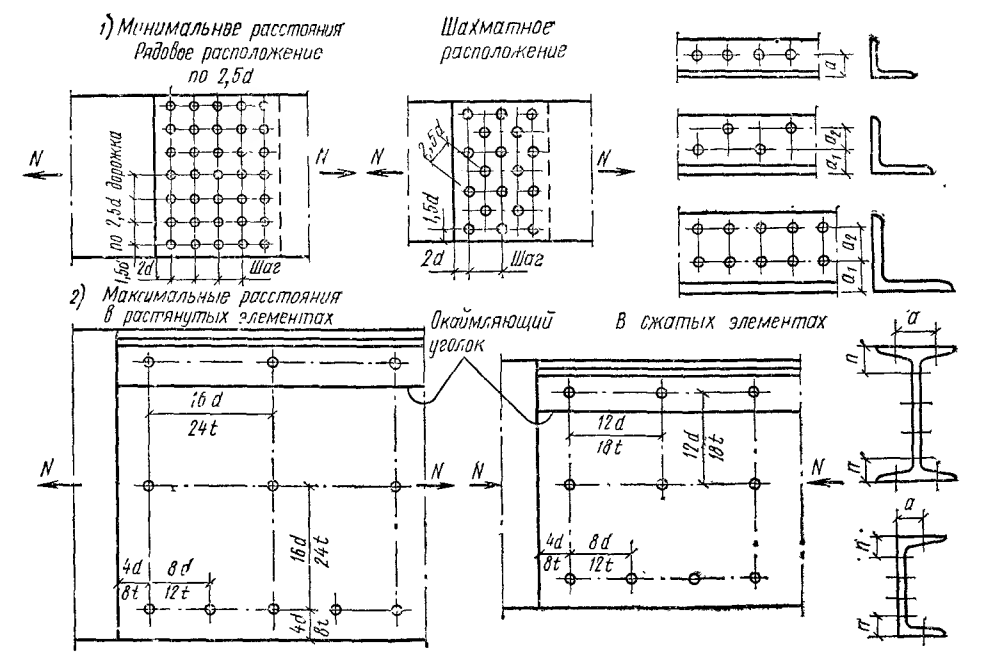


Рис. 6.10. Размещение отверстий

2. Размещение болтов

При конструировании соединения следует стремиться к наилучшей передаче усилия с одного элемента на другой кратчайшим путем при одновременном обеспечении удобства выполнения соединения. В стыках и узлах прикреплений (для экономии материала накладок) расстояние между болтами должно быть минимальным.

В слабо работающих (связующих, конструктивных) соединениях расстояние должно быть максимальным, чтобы уменьшить число болтов.

Болты располагают в соединении по прямым линиям — рискам, параллельным действующему усилию. Расстояние между двумя смежными рисками называется *дорожкой*, а расстояние между двумя смежными по риске болтами — *шагом* (рис. 6.10). Расстояние между центрами болтов и заклепок принимают по табл. 6.6 и рис. 6.10. Минимальное расстояние, указанное в табл. 6.6, определяют условиями прочности основного материала. Максимальное расстояние определяют устойчивостью сжатых частей элементов в промежутках между болтами или условием плотности соединения растянутых элементов во избежание попадания в щели влаги и пыли, способствующих коррозии элемента.

В профильных элементах (уголках, двутаврах, швеллерах) положение рисок и возможные диаметры отверстий должны отвечать требуемой прочности элемента и практической возможности постановки болтов в соединениях. Риски на профильных элементах приведены в справочниках металлических конструкций (МК).

Для облегчения пользования кондукторами для сверления отверстий желательно иметь шаг и дорожку, кратную 40 мм.

§ 4. ОСОБЕННОСТИ СОЕДИНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

В конструкциях из алюминиевых сплавов также применяются стальные и алюминиевые болты нормальной и повышенной точности. Алюминиевые болты изготовляют из специальных сплавов. Высокопрочные болты для конструкций из алюминиевых сплавов изготовляют из стали. При постановке высокопрочных стальных болтов нельзя допускать не-

посредственного контакта стали и алюминиевого сплава, так как в местах их соприкосновения возникает интенсивная электрохимическая коррозия. Во всех случаях применения стальных болтов шайбы и сами болты должны быть кадмированы или оцинкованы.

Для заклепочных соединений конструкций из алюминиевых сплавов применяют холодную клепку алюминиевыми заклепками, так как мягкость алюминия способствует легкому заполнению отверстия стержнем заклепки и образованию ее замыкающей головки.

Большое распространение в конструкциях из алюминиевых сплавов получили болты с обжимными кольцами — лок-болты. Стержень лок-болта изготовляют из жесткого сплава, он имеет бо́льшую длину и снабжен со стороны свободного конца рифами. Стержень вставляют в отверстие и на него надевают обжимное кольцо из пластичного сплава. Пистолет-заклепочник захватывает за рифы свободный конец стержня, сильно его натягивает и, прижимая обжимное кольцо к соединяемым деталям, обжимает его на рифах стержня, образуя замыкающую головку. После этого заклепочник отрывает выступающий конец стержня. Все операции по постановке лок-болта выполняются автоматически. В настоящее время применяют лок-болты диаметром 6, 8, 10, 12 и 14 мм.

Работа и расчет болтовых и заклепочных соединений принципиально не отличаются от работы и расчета стальных болтов. Однако необходимо учесть специфические особенности соединений конструкций из алюминиевых сплавов (см. СНиП II-24-74).

§ 5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Пример 6.1. Запроектировать стык листов сечением 500×12 мм из стали ВСт3пс6-1 с $R=230$ МПа$=23$ кН/см^2 и $R^б_{см}=420$ МПа$=42$ кН/см^2. На стык действует растягивающее усилие $N=1100$ кН. Стык проектируют симметричным двумя накладками толщиной $t=8$ мм каждая (рис. 6.11). Принимаем коэффициент условий работы конструкции $\gamma=1$. Стык проектируем в двух вариантах.

Вариант А. Стык осуществляем на болтах нормальной точности диаметром $d=20$ мм класса прочности 5.8, имеющих $R^б_{ср}=200$ МПа$=20$ кН/см^2. Отверстия для болтов $d=23$ мм просверлены в листах и накладках по кондукторам (тип В). Определяем несущую способность одного болта имеющего два рабочих среза:

на срез — по формуле (6.1)

$$N^б_{ср} = R^б_{ср}\gamma_б A^б n_{ср} = 20\cdot 0{,}9\cdot 3{,}14\cdot 2 = 113 \text{ кН};$$

на смятие листа — по формуле (6.2)

$$N^б_{см} = R^б_{см}\gamma_б d\Sigma t = 42\cdot 0{,}9\cdot 2{,}0\cdot 1{,}2 = 90{,}7 \text{ кН},$$

где принято $\Sigma t=t_л=12$ мм, так как $\Sigma t_н=2\cdot 8=16$ мм>12 мм.

Количество болтов на полунакладке рассчитываем по формуле (6.3)

$$n = N/\gamma N^б_{min} = 1100/1{,}0\cdot 90{,}7 = 12{,}1 \text{ шт}.$$

Принимаем 2 ряда по шесть болтов в каждом (рис. 6.11, *а*). Проверяем несущую способность листа, ослабленного отверстиями для болтов (с учетом упругопластической работы элементов и накладок в зоне стыка путем введения $\gamma=1{,}1$ принятый по прил. 13)

$$N = A_{нт} R\gamma = 1{,}2(50 - 6\cdot 2{,}3)\,23{,}0\cdot 1{,}1 = 1100 \text{ кН} = N_{заданному}.$$

Вариант Б. Осуществляем тот же стык на высокопрочных болтах $d=20$ мм из стали 40Х «селект», имеющей $R=1100$ МПа$=110$ кН/см^2 с газопламенной очисткой соединяемых поверхностей. По формуле (6.4) определяем несущую способность одного болта, считая, что разность между номинальными диаметрами болта и отверстия превышает 1 мм и $\gamma_б=0{,}85$:

$$Q^{вб} = R^{вб}_р A^б_{нт}\gamma_б(\mu/\gamma_н)k = 0{,}7\cdot 110\ 2{,}45\cdot 0{,}85\frac{0{,}42}{1{,}02}\ 2 = 132 \text{ кН}.$$

Количество болтов на полунакладке вычисляем по формуле (6.5)

$$n = N/\gamma Q^{вб} = 1100/1{,}0\cdot 132 = 8{,}2 \text{ шт}.$$

Принимаем 2 ряда по четыре болта в каждом.

Для проверки несущей способности листа определяем расчетную площадь его ослабленного сечения. Площадь сечения листа: брутто $A=1{,}2\cdot 50=60$ см^2; нетто $A_{нт}=1{,}2(50-4\cdot 2{,}3)=48{,}96$ см^2; отношение площадей $A_{нт}/A=48{,}96/60=0{,}82<0{,}85$.

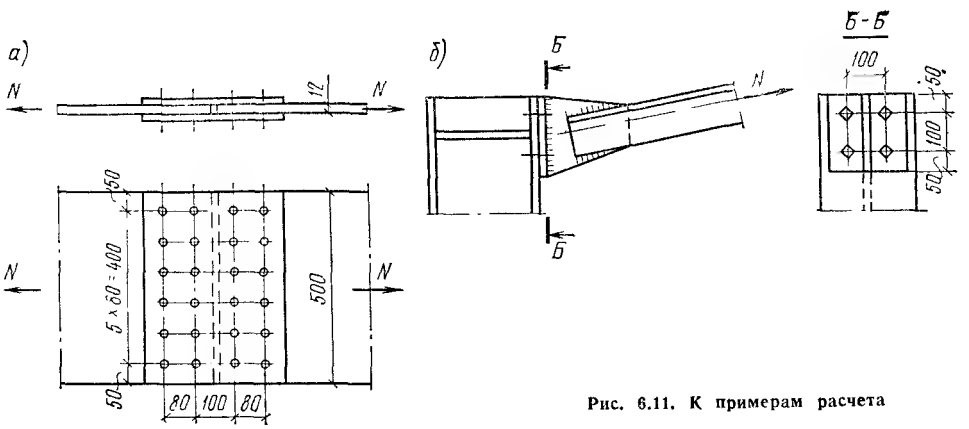


Рис. 6.11. К примерам расчета

Условная расчетная площадь сечения листа

$$A_{ус} = 1,18A_{нт} = 1,18 \cdot 48,96 = 57,77 \text{ см}^2.$$

Проверяем несущую способность листа (без допущения упругопластической работы элементов соединения)

$$N = A_{ус} R\gamma = 57,77 \cdot 23 \cdot 1 = 1328 \text{ кН} > 1100 \text{ кН}.$$

Сравнение варианта *А* и *Б* показывает, что стык на высокопрочных болтах требует меньше болтов и дает более высокую несущую способность соединения.

Пример 6.2. Рассчитать болты конструкции прикрепления верхнего пояса стропильной фермы к колонне по рис. 6.11, *б*.

Расчетное растягивающее усилие в поясе $N = 550$ кН.

Принимаем для конструкции $\gamma = 1$, прикрепление рассматриваем в двух вариантах.

Вариант А. Прикрепление осуществляем болтами грубой точности $d = 24$ мм класса прочности 5.8, имеющих $R_р^б = 200$ МПа $= 20$ кН/см² (табл. 6.1)

Расчетное усилие одного болта на растяжение определяем по формуле (6.6)

$$N_р^б = R_р^б A_{нт}^б = 20 \cdot 3,52 = 70,4 \text{ кН}.$$

Количество болтов прикреплеиия рассчитываем по формуле (6.7)

$$n = N/\gamma N_р^б = 550/1 \cdot 70,4 = 7,81 \text{ шт.}, \text{ прииимаем 8 болтов.}$$

Вариант Б. Осуществляем такое же прикреплеиие на болтах $d = 24$ из стали 35Х, класса 8.8, имеющих $R_р^б = 400$ МПа $= 40$ кН/см².

Расчетное усилие одного болта на растяжение вычисляем по формуле (6.6)

$$N_р^б = R_р^б A_{нт}^б = 40 \cdot 3,52 = 140,8 \text{ кН}.$$

Количество болтов прикрепления определяем по формуле (6.7)

$$n = N/\gamma N_р^б = 550/1 \cdot 140,8 = 3,9 \text{ шт.},$$

принимаем четыре болта (см. рис. 6.11, *б*).

Глава 7. БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Балки являются основным и простейшим конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в конструкциях гражданских, общественных и промышленных зданий, в балочных площадках, междуэтажных перекрытиях, мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий, в конструкциях гидротехнических шлюзов и затворов и в других сооружениях.

Широкое распространение балок определяется простотой конструкции изготовления и надежностью в работе.

В конструкциях небольших пролетов длиной до 15—20 м наиболее рационально применять сплошные балки. При увеличении нагрузки длина пролетов увеличивается, известны примеры применения сплош-

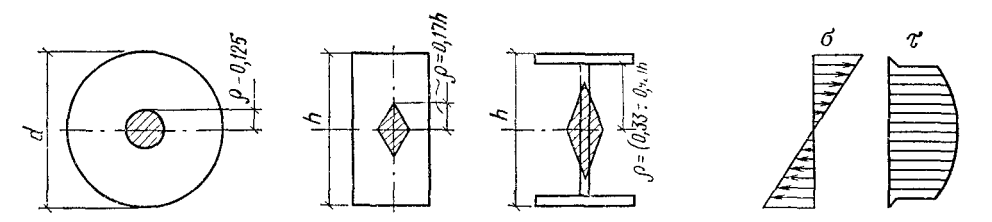


Рис. 7.1. Сравнение типов сечений балок

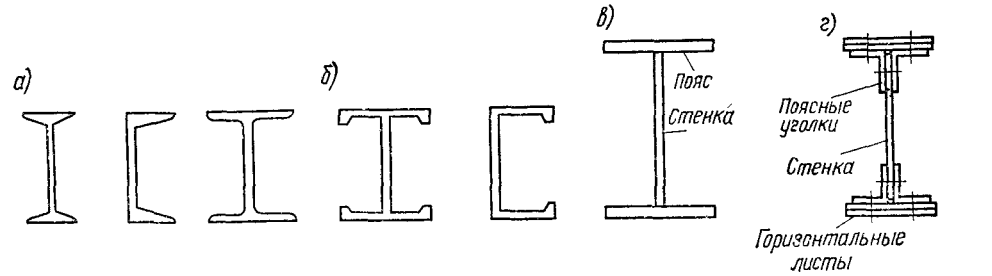


Рис. 7.2. Сечения балок

а — прокатные; *б* — прессованные; *в* — сварные; *г* — клепаные и болтовые

ных подкрановых балок пролетом 36 м и более. Такие балки часто бывают двустенчатыми, т. е. имеют коробчатое сечение.

В автодорожных и городских мостах пролеты сплошных балок достигают 200 м и более.

1. Типы балок

У металлических балок основным типом является двутавровое симметричное сечение. Мерой эффективности, т. е. выгодности сечения балки как конструкции, работающей на изгиб, является отношение момента сопротивления к площади сечения, равное ядровому расстоянию $\rho = W/A$. Сравнение ядровых расстояний круглого, прямоугольного и двутаврового сечений, приведенное на рис. 7.1, показывает, что двутавровое сечение выгоднее прямоугольного в 2 и круглого в 3 раза, так как в этом сечении распределение материала наилучшим образом соответствует распределению нормальных напряжений от изгиба балки. Поэтому металлические балки конструируют главным образом двутаврового сечения, чему способствует хорошая работа металла на касательные напряжения, позволяющая делать стенку балки достаточно тонкой.

В зависимости от нагрузки и пролета применяют балки двутаврового и швеллерного сечения, прокатные или составные — сварные, болтовые или клепаные (рис. 7.2). Предпочтение отдается прокатным балкам как менее трудоемким, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах.

В строительстве нашли применение тонкостенные балки, балки из гнутых профилей, прессованные, составные из алюминиевых сплавов, а также бистальные балки, т. е. балки, сваренные из двух марок стали, и балки предварительно напряженные.

Чаще применяются балки однопролетные, разрезные, которые наиболее просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако по расходу металла они менее выгодны, чем неразрезные и консольные. Неразрезные балки благодаря наличию опорного момента, разгружающего основные моменты в пролетах, более экономичны по материалу. Они обладают большой чувствительностью к изменениям температуры и осадкам опор, а поскольку в практике строительства рекомендуют делать край-

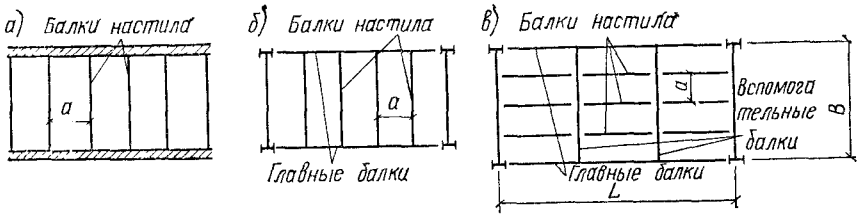


Рис. 7.3. Типы балочных клеток

а — упрощенный; *б* — нормальный, *в* — усложненный

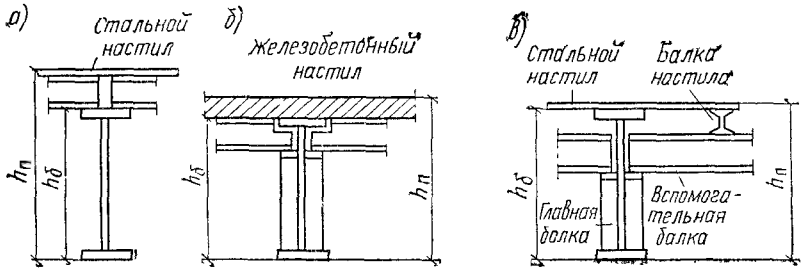


Рис. 7.4. Сопряжения балок

а — поэтажное; *б* — в одном уровне, *в* — пониженное ($h_п$ — перекрытия, $h_б$ — балки)

ние пролеты меньше средних для сохранения постоянства сечения, то их конструкции являются немассовыми (индивидуальными), а применение их — сравнительно редким.

2. Компоновка балочных конструкций

При проектировании конструкции балочного покрытия рабочей площадки цеха, проезжей части моста или другой аналогичной конструкции необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую балочной клеткой.

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рис. 7.3).

В упрощенной балочной клетке (см. рис. 7.3, *а*) нагрузка на перекрытие передается через настил на балки настила, располагаемые обычно параллельно меньшей стороне перекрытия на расстояниях *а* (шаг балок) и через них на стены или другие несущие конструкции, ограничивающие площадку. Из-за небольшой несущей способности настила поддерживающие его балки приходится ставить часто, что рационально лишь при небольших пролетах их. При частом размещении длинных балок возникает противоречие между получаемой мощностью и требуемой жесткостью, что неэкономично; в нормального же типа балочной клетке (см. рис. 7.3, *б*) нагрузка с настила передается на балки настила, которые в свою очередь передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены или другие несущие конструкции, ограничивающие площадку. Балки настила обычно принимают прокатными.

В усложненной балочной клетке (см. рис. 7.3, *в*) вводятся еще дополнительные, вспомогательные балки, располагаемые между балками настила и главными балками, передающими нагрузку на колонны. В этом типе балочной клетки нагрузка передается на опоры наиболее длинно. Чтобы снизить трудоемкость перекрытия, балки настила и вспомогательные балки обычно принимаются прокатными.

Выбор типа балочной клетки связан и с вопросом о сопряжении балок между собой по высоте. Сопряжение балок может быть этажное, в

одном уровне и пониженное. При этажном сопряжении (рис. 7.4, *а*) балки, непосредственно поддерживающие настил, укладываются на главные или вспомогательные. Это наиболее простой и удобный в монтажном отношении способ сопряжения балок, но он требует наибольшей строительной высоты. При сопряжении в одном уровне (см. рис. 7.4, *б*) верхние полки балок настила и главных балок располагаются в одном уровне, а на них опирается настил. Этот способ позволяет увеличить высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия, но существенно усложняет конструкцию опирания балок.

Пониженное сопряжение (см. рис. 7.4, *в*) применяется в балочных клетках усложненного типа. В нем вспомогательные балки примыкают к главной ниже уровня верхнего пояса главной, на них поэтажно укладывают балки с настилом, которые располагаются над главной балкой. Этот тип сопряжения, так же как и сопряжение в одном уровне, позволяет иметь наибольшую высоту главной балки при заданной строительной высоте перекрытия.

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте, т. е. полные размеры площадки, расстояния между промежуточными опорами-колоннами, высота помещения под перекрытием и отметка верха настила (разница между которыми определяет возможную строительную высоту перекрытия), обычно задаются технологами или архитекторами исходя из требований размещения оборудования и удобной эксплуатации помещений.

Главные балки обычно опирают на колонны и располагают вдоль бо́льших расстояний. Расстояние между балками настила (см. рис. 73а) определяется несущей способностью настила и обычно бывает 0,6—1,6 м при стальном и 2—3,5 м при железобетонном настиле.

Расстояние между вспомогательными балками обычно назначается в пределах 2—5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. При выборе этого расстояния надо стремиться получить минимальное число вспомогательных балок, причем прокатных. Установив направление, пролет главных балок и расстояние между балками настила, выбирают тип и компонуют балочную клетку таким образом, чтобы общее число балок было наименьшим, балки под настилом и вспомогательные балки были прокатными, а сопряжения между балками были простыми и удовлетворяли имеющейся строительной высоте перекрытия.

При этом следует принимать наиболее простой тип балочной клетки с наиболее коротким путем передачи нагрузки на опоры.

Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки и типа сопряжения балок в ней зависит от многих факторов, и целесообразность выбора для данных конкретных условий может быть установлена только сравнением возможных вариантов конструктивного решения.

При свободной планировке балочной клетки, когда расстояние между промежуточными колоннами не задано или может быть очень небольшим, определение пролетов балок становится технико-экономической задачей, для решения которой могут быть использованы следующие принципы:

полного использования несущей способности перекрывающей конструкции, в этом случае задаются наиболее удобным размером сечения балки (например, распространенным номером прокатного двутавра) и исходя из действующей на нее нагрузки определяют расстояния между балками или пролет, при котором эта балка может быть полностью использована; этот пролет может быть заменен в сторону уменьшения при увязке размеров всей балочной клетки с размерами одной ее ячейки и увязке с шагом и пролетом смежных основных конструкций исходя из требований типизации и унификации конструкций;

экономичности, при котором исходят из того, чтобы стоимость балочной клетки и поддерживающих ее опор была наименьшей; этот принцип, широко используемый в мостостроении, определяет оптимальный по

стоимости пролет главной балки при условии равенства стоимостей перекрывающей и поддерживающей конструкции:

$$L_{опт} = c_{оп}/nc_б,$$

где $c_{оп}$ — стоимость опоры; $c_б$ — стоимость балки; n — количество балок, опирающихся на опору.

3. Настилы балочных клеток

Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Очень часто поверх несущего настила устраивают защитный настил, который может быть из дерева, асфальта, кирпича и других материалов.

В качестве несущего настила чаще всего применяют плоские стальные листы или настил из сборных железобетонных плит.

В последнее время начинают использовать щитовой настил, состоящий из несущего стального листа, имеющего сверху защитный слой и подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами. Щиты настила имеют размер до 3×12 м и укладываются на балки перекрытий. Такой настил индустриален и значительно ускоряет монтаж.

Полезная нагрузка настила перекрытий задается равномерно распределенной интенсивностью до 40 кН/м², а предельный относительный прогиб принимают не более $[f/l] \leqslant 1/150$.

Стальной настил. Простейшая конструкция несущего настила состоит из стального листа, уложенного на балки и приваренного к ним (рис. 7.5, *а*). Расстояние между балками, поддерживающими настил, определяется его несущей способностью или жесткостью. Наиболее выгодное решение по расходу материала получается при минимальной толщине настила, так как в двутавровых балках, работающих на изгиб, материал используется лучше, чем в настиле прямоугольного сечения. Однако увеличение числа балок при тонком настиле резко увеличивает трудоемкость перекрытия, что нежелательно.

Поэтому для настилов следует использовать листы толщиной 6—8 мм при нагрузке $q \leqslant 10$ кН/м²; 8—10 мм при $11 \leqslant q \leqslant 20$ кН/м²; 10—12 мм при $21 < q \leqslant 30$ кН/м²; 12—14 мм при $q > 30$ кН/м². Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой, что вызывает в нем растягивающие цепные усилия H, улучшающие работу настила в пролете (см. рис. 7.5, *б*). Кроме

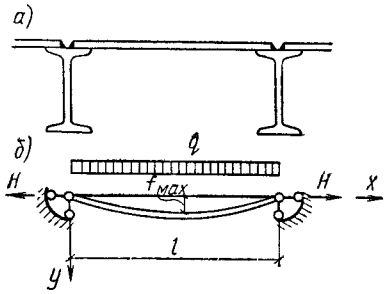


Рис. 7.5. Плоский металлический настил *а* — опирание настила на балки; *б* — расчетная схема

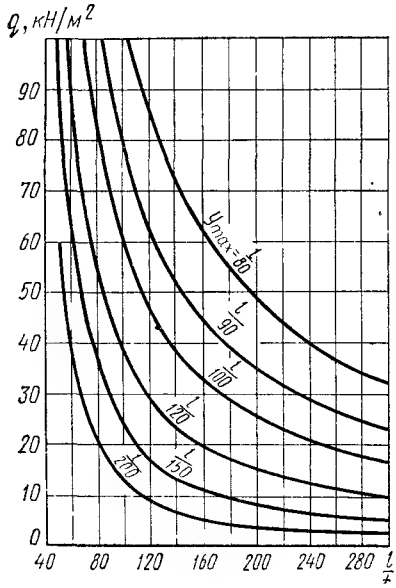


Рис. 7.6. Предельная нагрузка настила с шарнирно закрепленными краями по условию прогиба

того, приварка защемляет настил, создавая опорные моменты, и снижает моменты в пролете настила под нагрузкой. Однако в запас жесткости защемление обычно не учитывают и принимают опирание настила шарнирно-неподвижным, считая, что в опорном сечении может образоваться пластический шарнир.

При нагрузках, не превышающих 50 кН/м², и предельном относительном прогибе не более 1/150 прочность шарнирно закрепленного по краям стального настила всегда будет обеспечена, и его надо рассчитывать только на прогиб.

Опирание настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Для расчета такого настила мысленно вырежем из него полоску единичной ширины, закрепленную по концам неподвижными шарнирами (рис. 7.5, *б*), и тогда ее прогиб под нагрузкой[1]

$$f = f_0 \frac{1}{1+\alpha} \sin \frac{\pi x}{l}, \tag{7.1}$$

где $f_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_1 I}$ — балочный прогиб в середине полоски от поперечной нагрузки q, $E_1 I$ — цилиндрическая жесткость полоски, т. е. изгибная жесткость, когда поперечные деформации невозможны, $E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}$ и ν — коэффициент Пуассона (для стали $\nu = 0{,}3$); $\alpha = H/P_э$; H — сила растяжения полоски (распор), $P_э = \pi^2 E_1 I / l^2$ — Эйлерова сила; x — расстояние от левой опоры до места определения прогиба; l — пролет настила.

Воспользовавшись уравнениями С. П. Тимошенко и считая относительный прогиб пластинки от нормативной нагрузки $[f/l]$ заданным, А. Л. Телоян получил уравнение для определения отношения наибольшего пролета настила к его толщине (l/t) из условия заданного предельного прогиба:

$$\left(\frac{l}{t}\right)^3 - \frac{96}{5n_0^3} \frac{E_1}{q} \left(\frac{l}{t}\right)^2 - \frac{32}{5n_0} \frac{E_1}{q} = 0,$$

откуда приближенно

$$\left(\frac{l}{t}\right) = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q}\right), \tag{7.2}$$

где (l/t) — искомое отношение пролета пластинки к ее толщине; $n_0 = [l/f]$ — заданное отношение пролета настила к его предельному прогибу; q — нормативная нагрузка на настил.

Искомое отношение (l/t) можно также определять по графикам (рис. 7.6), полученным С. Д. Лейтесом[2] на основе работ С. П. Тимошенко.

Силу H, на действие которой надо проверить сварные швы, прикрепляющие настил и поддерживающую его конструкцию, можно определять по приближенной формуле

$$H = n \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l}\right]^2 E_1 t, \tag{7.3}$$

где n — коэффициент перегрузки для действующей нагрузки.

Если размеры настила (его толщина t и пролет l) известны, то проверить его несущую способность и прогиб можно, пользуясь выражениями:

$$f = f_0 \frac{1}{1+\alpha}; \tag{7.4}$$

---

[1] **Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.** Пластинки и оболочки. — М., Физматгиз, 1963.

[2] **Лейтес С. Д.** Упругий и упругопластический изгиб длинных прямоугольных пластинок с закрепленными кромками. — В кн.. Расчет пространственных конструкций/Под ред. А. А. Уманского Вып. 8. — М.: Госстройиздат, 1962.

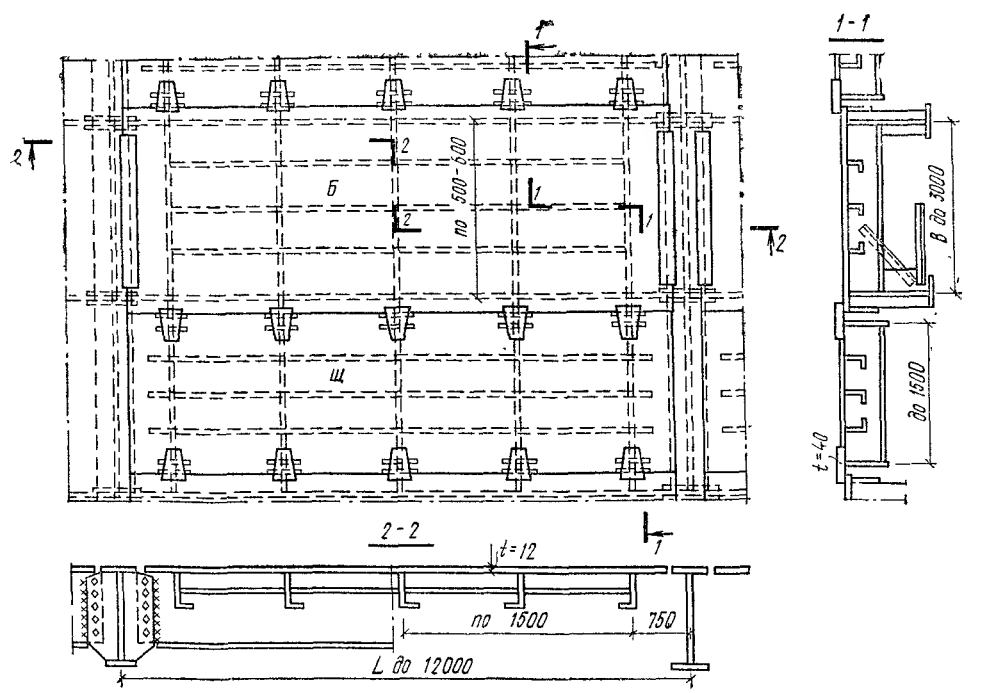


Рис. 7.7. Щитовой настил

Б — блок; *Щ* — щит

$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{M}{W}; \tag{7.5}$$

$$H = \frac{\pi^2 E_1 I}{l^2}\alpha; \tag{7.6}$$

$$M = M_0 \frac{1}{1+\alpha}, \tag{7.7}$$

где $M_0 = ql^2/8$ — балочный изгибающий момент; $A = 1t$ и $W = 1t^2/6$ — площадь поперечного сечения и момент сопротивления полоски настила; α — определяется из уравнения $\alpha(1+\alpha^2) = 3(f_0/t)^2$, f_0 — балочный прогиб.

Пример 7.1. Требуется определить размеры и рассчитать прикрепление несущего настила из стали ВСт3кп2. Дано: нормативная равномерно распределенная, временная нагрузка $q = 20$ кН/м², коэффициент перегрузки $n = 1{,}2$, коэффициент условий работы $\gamma = 1$, предельный относительный прогиб настила $[f/l] \leqslant 1/150$, настил приварен к балкам электродами типа Э42, имеющими $R^{св}_{ущ} = 180$ МПа $= 18$ кН/см². Определяем размеры настила по формуле (7.2)

$$\frac{l}{t} = \frac{4\cdot 150}{15}\left(1 + \frac{72\cdot 2{,}26\cdot 10^4}{150^4\cdot 2}\right) = 105,$$

где

$$E_1 = \frac{2{,}06\cdot 10^4}{1-0{,}3^2} = 2{,}26\cdot 10^4 \text{ кН/см}^2,$$

по графику (рис. 7.6) $l/t = 108$. Точное решение дает $l/t = 107{,}8$. Принимаем $t = 8$ мм, тогда $l = 108\cdot 0{,}8 = 86$ см. По формуле (7.3) определяем силу, растягивающую настил:

$$H = 1{,}2\frac{\pi^2}{4}\left(\frac{1}{150}\right)^2 2{,}26\cdot 10^4\cdot 0{,}8 = 2{,}37 \text{ кН/см}.$$

Расчетная толщина углового шва, прикрепляющего настил к балкам, выполненного полуавтоматической сваркой в нижнем положении, — по формуле (5.6)

$$k_ш = H/\beta_ш\, l_ш\, R^{св}_{ущ}\,\gamma = 2{,}37/(0{,}9\cdot 1\cdot 18) = 0{,}15 \text{ см},$$

принимаем $k_ш = 4$ мм.

Несущая конструкция щитового настила состоит из системы продольных и поперечных ребер, образующих балочный ростверк с ячейками около 0,5×1,5 м, к которому сверху приварен листовой настил (рис. 7.7). Балки ростверка-ребра, поддер-

живающие настил, часто делают из гнутых профилей, а приварка их к настилу делает возможным включать в их расчет полосу настила шириной $b=1{,}3t\sqrt{E/R}$ в качестве верхнего пояса балки-ребра.

Сам листовой настил, опираясь на ребра, работает как пластина, опертая на 4 стороны и закрепленная по контуру.

Таблица 7.1 Толщина железобетонной плиты

Расчетный пролет плиты, м	Толщина железобетонной плиты, см, при временной нормативной нагрузке, кН/м²			
	15—20	20—25	25—30	30—35
1,5—2	10	12	12	14
2,1—2,5	12	12	14	16
2,6—3	14	14	16	18

Железобетонный настил. Наряду с металлическими (стальными) настилами в перекрытиях находят применение в качестве несущего настила железобетонные плиты (подробное описание их см. в курсе «Железобетонные конструкции»). При выполнении расчетно-графической работы по стальной балочной клетке толщину железобетонных плит для определения веса перекрытия рекомендуется принимать по табл. 7.1.

§ 2. ПРОКАТНЫЕ БАЛКИ

В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, применяются двутавры по ГОСТ 8239—72 с изм., двутавры с параллельными гранями полок, тип Б, по ТУ 14-2-24-72 и для прокатных прогонов скатных кровель — швеллеры по ГОСТ 8240—72. Разнообразие прокатываемого сортамента достаточно велико, и прокатные балки можно использовать в конструкциях, требующих $W\leqslant 13000$ см³.

1. Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок

Расчет на прочность прокатных балок, изгибаемых в одной из главных плоскостей, производится по изгибающему моменту по формуле

$$\sigma = M/W_{\text{нт}} \leqslant R\gamma. \qquad (7.8)$$

Поэтому требуемый момент сопротивления балки «нетто» можно определить по формуле

$$W_{\text{нт.треб}} = M_{max}/R\gamma, \qquad (7.9)$$

где R — расчетное сопротивление стали по изгибу; γ — коэффициент условий работы конструкции.

Выбрав тип профиля балки по требуемому моменту сопротивления, по сортаменту подбирают ближайший больший номер балки. Для разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 580 МПа, находящихся под воздействием статической нагрузки, обеспеченных от потери общей устойчивости и ограниченной величине касательных напряжений в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q, следует использовать упругопластическую работу материала и проверять их прочность по формулам:

при изгибе в одной из главных плоскостей и $\tau\leqslant 0{,}9\,R_{\text{ср}}$

$$\sigma = M_{max}/c_1 W_{\text{нт}} \leqslant R\gamma; \qquad (7.10)$$

при изгибе в двух главных плоскостях и $\tau\leqslant 0{,}5\,R_{\text{ср}}$

$$\sigma = M_x/c_x W_{x.\text{нт}} + M_y/c_y W_{y.\text{нт}} \leqslant R\gamma, \qquad (7.11)$$

где M_{max}, M_x, M_y — значения изгибающих моментов; при $\tau\leqslant 0{,}5R_{\text{ср}}$ $c_1=c$; при $0{,}5R_{\text{ср}}<\tau<0{,}9R_{\text{ср}}$ $c_1=1{,}05\beta c$; c, c_x, c_y принимаются по прил. 5; $R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление срезу (сдвигу); $W_{\text{нт}}$, $W_{x\,\text{нт}}$, $W_{y\,\text{нт}}$ — моменты сопротивления сечения нетто относительно главных осей; $\beta=\sqrt{[1-(\tau/R_{\text{ср}})^2]/[1-\alpha(\tau/R_{\text{ср}})^2]}$ и $\tau=Q/th$; $\alpha=0{,}7$ для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки, $\alpha=0$ для других типов сечений.

При наличии зоны чистого изгиба в формулах (7.10) и (7.11) вместо коэффициентов c_1, c_x и c_y следует принимать:

$$c_{1m} = 0{,}5\,(1 + c); \quad c_{x,m} = 0{,}5\,(1 + c_x); \quad c_{y,m} = 0{,}5\,(1 + c_y).$$

Для случая учета упругопластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей подбор сечений можно производить по требуемому моменту сопротивления нетто по формуле

$$W_{нт} = M_{max}/c_1 R\gamma, \tag{7.12}$$

где первоначально принимается $c_1 \approx 1{,}1$, а затем уточняется.

Подобранное сечение проверяют на прочность от действия касательных напряжений по формуле

$$\tau = Q_{max} S/It_{ст}, \tag{7.13}$$

где Q_{max} — наибольшая поперечная сила на опоре; S и I — статический момент и момент инерции сечения; $t_{ст}$ — толщина стенки балки.

Помимо проверок прочности балки необходимо в местах с большими нормальными напряжениями проверять их общую устойчивость (см. гл. 3).

Устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при отношении расчетной длины участка балки между связями, препятствующими поперечным смещениям сжатого пояса балки l_0 к его ширине b, не превышающем:

при $1 \leqslant h/b \leqslant 6$ и $b/t \leqslant 35$

$$\frac{l_0}{b} = \delta\left[0{,}41 + 0{,}0032\,\frac{b}{t} + \left(0{,}73 - 0{,}016\,\frac{b}{t}\right)\frac{b}{h_0}\right]\sqrt{E/R}, \tag{7.14}$$

где b и t — соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h_0 — расстояние (высота) между осями поясных листов; $\delta = [1 - 0{,}7\,\frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)}]$ (для сечений балок, работающих упруго, $\delta = 1$).

При недостаточном закреплении сжатого пояса балки ее общую устойчивость проверяют по формуле

$$M/\varphi_б W_c \leqslant R\gamma, \tag{7.15}$$

где W_c — момент сопротивления для сжатого пояса; $\gamma = 0{,}95$ — коэффициент условий работы при проверке общей устойчивости балок.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии $\varphi_б = \varphi_1$ при $\varphi_1 \leqslant 0{,}85$ и $\varphi_б = 0{,}68 + 0{,}21\,\varphi_1$ при $\varphi_1 > 0{,}85$. В этом случае критические напряжения потери устойчивости находятся в зоне упругопластической работы материала и определяются по формуле

$$\varphi_1 = \psi\,\frac{I_y}{I_\lambda}\left(\frac{h}{l_0}\right)^2\frac{E}{R}, \tag{7.16}$$

где коэффициент ψ принимают по прил. 6 в зависимости от закрепления балки, вида и места приложения нагрузки и параметра α, характеризующего сечение. Для двутавровых балок с двумя осями симметрии при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете, делящих пролет на равные части, при любом виде нагрузки, приложенной к любому из поясов, коэффициент $\psi = 2{,}25 + 0{,}07\,\alpha$ при $0{,}1 \leqslant \alpha \leqslant 40$.

Для прокатных двутавров

$$\alpha = 1{,}54\,\frac{I_к}{I_y}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2, \tag{7.17}$$

$I_к$ — момент инерции сечения при кручении.

Проверка устойчивости балок швеллерного и других типов сечений имеет свои особенности и должна проводиться в соответствии с указаниями СНиП.

Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, изменив схему связей.

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечивается их толщинами, принятыми из условий проката.

2. Проверка жесткости балок

Проверка второго предельного состояния (обеспечение условий для нормальной эксплуатации сооружения) ведется путем определения прогиба балки от действия нормативных нагрузок при допущении упругой работы материала. Полученный относительный прогиб является мерой жесткости балки и не должен превышать нормативного, зависящего от назначения балки (см. табл. 3.3)

$$f/l \leqslant [f/l]. \qquad (7.18)$$

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка деформативности производится по формуле

$$f = (5/384)\, ql^4/EI. \qquad (7.18a)$$

Если проверка по формуле (7.18) не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки, взяв менее прочный материал, или допустить недоиспользование прочности балки, что менее выгодно.

Пример 7.2. Требуется запроектировать конструкцию балочной площадки размером 36×18 м с металлическим настилом и размером ячейки 12×6 м (главные балки в этом примере не рассматриваются). Дано: временная нормативная, равномерно распределенная по площади нагрузка $p^н = 20$ кН/м², коэффициент перегрузки $n = 1{,}2$, материал — сталь ВСт3кп2 по ГОСТ 380—71*, имеющая $R = 225$ МПа = 22,5 кН/см², коэффициент условий работы $\gamma = 1$, предельные прогибы балок $[f/l] \leqslant 1/250$.

Рассмотрим два варианта компоновки балочной площадки: первый — нормальный тип (рис. 7.8, *а*) и второй — усложненный тип (рис. 7.8, *б*).

Вариант 1. Расчетом настила (см. пример 7.1) определено возможное отношение пролета настила к его толщине $l/t = 108$. Принимаем толщину настила $t = 8$ мм, и тогда его пролет $l_н = 108\ t_н = 108 \cdot 0{,}8 = 86$ см. Пролет главной балки делим на 13 равных промежутков по 92,3 см — расстояний между балками настила. Фактический пролет настила — расстояние между краями полок соседних балок — меньше 92,3 см и не превышает 86 см. Определяем вес настила, зная, что 1 м² стального листа толщиной 10 мм весит 78,5 кг:

$$g = 0{,}8 \cdot 78{,}5 = 62{,}8 \text{ кг/м}^2 \approx 0{,}628 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная нагрузка на балку настила

$$q^н = (p^н + g^н)\, a = (20 + 0{,}628)\, 0{,}923 = 19{,}04 \text{ кН/м} = 0{,}19 \text{ кН/см}.$$

Расчетная нагрузка на балку настила

$$q = (n_p\, p^н + n_g\, g^н)\, a = (1{,}2 \cdot 20 + 1{,}05 \cdot 0{,}628)\, 0{,}923 = 22{,}76 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент (длина балки настила 6 м)

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{22{,}76 \cdot 6^2}{8} = 102{,}42 \text{ кН·м} = 10\,242 \text{ кН·см}.$$

Требуемый момент сопротивления балки определяем по формуле (7.12), первоначально принимая $c_1 = c = 1{,}1$*, по прил. 5.

$$W_{нт.тр} = \frac{M_{max}}{c_1 R\gamma} = \frac{10\,242}{1{,}1 \cdot 22{,}5 \cdot 1} = 413{,}8 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 30 по ГОСТ 8239—72 с изм., имеющий: $I = 7080$ см⁴, $W = 472$ см³, вес $g = 36{,}5$ кг/м, ширину полки $в = 13{,}5$ см. Проверяем только прогиб по формуле (7.18, *а*), так как $W = 472$ см³ $> W_{нт\ тр} = 413{,}8$ см³:

$$f = \frac{5 \cdot 0{,}19 \cdot 600^4}{384 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4 \cdot 7080} = 2{,}2 \text{ см} < 2{,}4 \text{ см} = (1/250)l.$$

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и прогиба. Проверку касательных напряжений в прокатных балках при отсутствии ослабления опорных сечений обычно не производят, так как она легко удовлетворяется из-за относительно большой толщины стенок балок.

---

* В курсовом проекте для двутавровых балок по ГОСТ 8239—72 с изм. можно принимать $c = 1{,}1$ и в дальнейшем не уточнять.

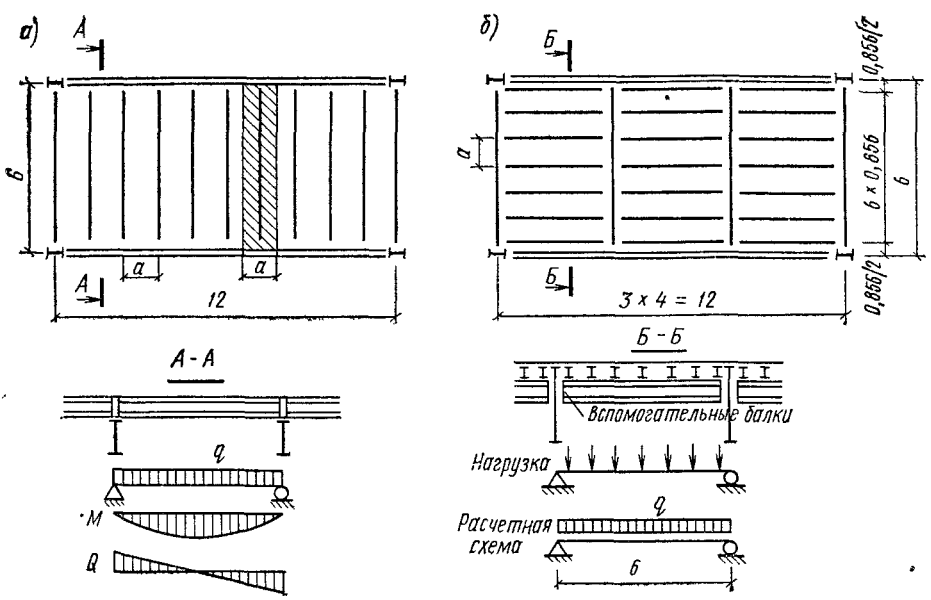


Рис. 7.8. К примеру 7.2

а — нормальная компоновка; *б* — усложненная компоновка

Общую устойчивость балок настила проверять не надо, так как их сжатые пояса надежно закреплены в горизонтальном направлении приваренным к ним настилом.

Определяем расход металла на 1 м² перекрытия: настил 0,8·78,5=62,8 кг/м², балки настила g/a=36,5/0,923=39,5 кг/м².

Весь расход металла составит 62,8+39,5=102,3 кг/м²=1,023 кН/м².

Вариант 2. Настил принимаем таким же, как в первом варианте, расстояние между балками настила a=600/7=85,6 см<86 см. Пролет балки настила l=4 м, нормативная и расчетная нагрузки на нее:

$$q^{н} = (20 + 0,628)\,0,856 = 17,6 \text{ кН/м} = 0,176 \text{ кН/см};$$

$$q = (1,2\cdot 20 + 1,05\cdot 0,628)\,0,856 = 21,11 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления балки:

$$M = \frac{21,11\cdot 4^2}{8} = 42,2 \text{ кН·м} = 4220 \text{ кН·см}; \qquad W_{тр} = \frac{4220}{1,1\cdot 22,5} = 170,5 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 20, имеющий: I=1840 см⁴, W=184 см³, g=21 кг/м. Проверяем прогиб балки, так как прочность удовлетворена выбором W=184 см³>$W_{тр}$:

$$f = \frac{5\cdot 0,176\cdot 400^4}{384\cdot 2,06\cdot 10^4\cdot 1840} = 1,55 \text{ см} < 1,6 \text{ см} = (1/250)l.$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и прогиба. Нагрузку на вспомогательную балку от балок настила считаем равномерно распределенной, так как число балок настила больше 5. Определяем нормативную и расчетную нагрузку на нее:

$$q^{н} = \left(20 + 0,628 + \frac{0,21}{0,856}\right)4 = 83 \text{ кН/м} = 0,83 \text{ кН/см};$$

$$q = \left[1,2\cdot 20 + 1,05\left(0,628 + \frac{0,21}{0,856}\right)\right]4 = 99,66 \text{ кН/м} = 100 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетный изгибающий момент и требуемый момент сопротивления:

$$M = \frac{100\cdot 6^2}{8} = 450 \text{ кН·м} = 45\,000 \text{ кН·см}; \qquad W_{тр} = \frac{45\,000}{1,1\cdot 22,5} = 1818 \text{ см}^3.$$

Принимаем двутавр № 55, имеющий I=55 962 см⁴, W=2035 см³, ширину и толщину полки b=18 см, t=1,65 см, вес g=92,6 кг/м. Исходя из того что прочность удовлетворяет требуемым условиям (W=2035 см³>$W_{тр}$), проверяем балку на прогиб

$$f = \frac{5\cdot 0,83\cdot 600^4}{384\cdot 2,06\cdot 10^4\cdot 55\,962} = 1,16 \text{ см} < 2,4 \text{ см} = (1/250)l.$$

Затем проверяем общую устойчивость вспомогательных балок в середине пролета, в сечении с наибольшими нормальными напряжениями. Их сжатый пояс закреплен от поперечных смещений балками настила, которые вместе с приваренным к ним настилом образуют жесткий диск В этом случае за расчетный пролет следует принимать расстояние между балками настила $l_0=85{,}6$ см. Исходя из условий применения формулы (7.14) $1<\frac{h}{b}=\frac{55}{18}=3{,}05<6$; $\frac{b}{t}=\frac{18}{1{,}65}=10{,}9<35$ в сечении $l/2$; при $\tau=0$ и $c_1=c$ получаем $\delta=[1-0{,}7\frac{(c_1-1)}{(c-1)}]=0{,}3$.

Подставляя значения δ в формулу (7.14), получаем

$$\frac{l_0}{b}=\delta\left[0{,}41+0{,}0032\frac{b}{t}+\left(0{,}73-0{,}016\frac{b}{t}\right)\frac{b}{h}\right]\sqrt{\frac{E}{R}}=$$

$$=0{,}3\left[0{,}41+0{,}0032\frac{18}{1{,}65}+\left(0{,}73-0{,}016\frac{18}{1{,}65}\right)\frac{18}{55}\right]\times$$

$$\times\sqrt{\frac{2{,}06\cdot10^4}{22{,}5}}=5{,}62>\frac{85{,}6}{18}=4{,}75.$$

Поскольку $5{,}62>4{,}75$, принятое сечение удовлетворяет требованиям прочности, устойчивости и прогиба. По варианту 2 суммарный расход металла (62,8+21/0,856+92,6/4) составит 110,5 кг/м². По расходу металла вариант 1 выгоднее.

3. Учет пластической работы материала в неразрезных и заделанных балках

В неразрезных и заделанных балках упругопластическую работу материала можно доводить до образования шарнира пластичности в пролете или на опоре, при которой система продолжает сохранять свою геометрическую неизменяемость и может воспринимать дальнейшее увеличение нагрузки при плавном возрастании прогибов. Однако при увеличении нагрузки момент в шарнире пластичности увеличиваться не может и остается постоянным (растет лишь деформация системы), в то время как моменты в сечениях балки, работающих упруго, будут постепенно увеличиваться; происходит выравнивание моментов в различных сечениях в процессе нагружения балки (рис. 7.9). Такая работа системы продолжается вплоть до образования трех шарниров в одном пролете балки, когда система становится изменяемой и деформации в ней начинают недопустимо быстро расти.

В неразрезных балках постоянного двутаврового сечения (прокатных и сварных) со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, несущих статическую нагрузку, обеспеченных от потери общей устойчивости изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости и имеющих касательные напряжения, не превышающие $0{,}9R_{ср}$ в месте наибольших изгибающих моментов, нормы разрешают определять расчетный изгибающий момент из условия перераспределения опорных и пролетных моментов.

Прочность таких балок проверяют по формуле (7.10), а расчетный изгибающий момент с учетом перераспределения — по формуле

$$M=\alpha M_{max}, \tag{7.19}$$

где M_{max} — наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы ее материала; $\alpha=0{,}5(1+\frac{M_{усл}}{M_{max}})$ — коэффициент перераспределения моментов; $M_{усл}$ — условный изгибающий момент, равный для неразрезных балок со свободно опертыми концами бо́льшему из значений $M_{усл}=\frac{M_1}{1+(a/l)}$ или $M_{усл}=0{,}5M_2$, где M_1 и M_2 — изгибающие моменты соответственно в крайнем и среднем пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке $a=l_1/2$.

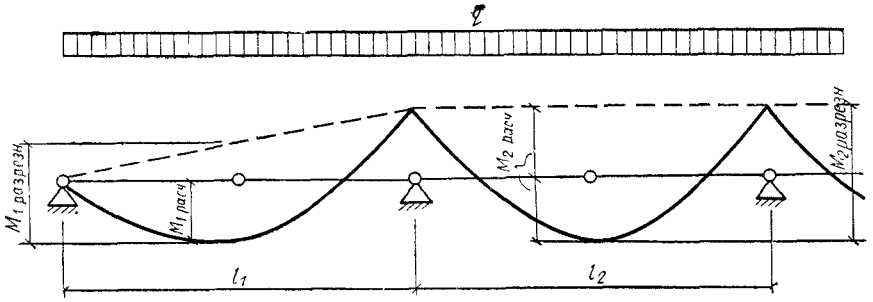


Рис. 7.9. Расчет неразрезной балки с учетом пластических деформаций

Для четырехпролетной балки с равными пролетами, нагруженной равномерной нагрузкой, коэффициент перераспределения моментов получается $\alpha=0{,}889$, а расчетный момент максимален на опоре и получается $M=0{,}095\ ql^2$.

§ 3. КОМПОНОВКА И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т. е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах, а также если они экономичнее. Основные типы сечений составных балок показаны на рис. 7.2, *в*, *г*.

Составные балки применяют, как правило, сварными. Сварные балки экономичнее клепаных. Их сечение обычно состоит из трех листов: вертикального — стенки и двух горизонтальных — полок, которые сваривают на заводе автоматической сваркой. Для балок под тяжелую подвижную нагрузку (большие подкрановые балки) иногда применяют клепаные балки, состоящие из вертикальной стенки, поясных уголков и одного — трех горизонтальных листов. Клепаные балки тяжелее сварных и более трудоемки в изготовлении, но их применение оправдывают благоприятная работа под большими динамическими и вибрационными нагрузками, а также относительная легкость образования мощных поясов.

Для экономии материала в составных балках изменяют сечения по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Упругопластическая работа материала в таких балках (см. гл. 3) допускается с теми же ограничениями, что и для прокатных балок.

Задача компоновки сечений составных балок вариантна, и от ее правильного решения во многом зависят экономичность и технологичность балок. Начинать компоновку сечения надо с определения высоты балки, от которой зависят все остальные параметры балок.

1. Высота балок

Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки и в ряде случаев строительной высотой конструкции перекрытия, т. е. разностью отметок верха настила и верха помещения под перекрытием. Обычно строительная высота задается технологами или архитекторами.

Наибольшая высота $h_{опт}$ в большинстве случаев диктуется экономическими соображениями.

Масса балки состоит из массы ее поясов, стенки и некоторых конструктивных элементов, учитываемых конструктивным коэффициентом, причем с увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки увеличивается (рис. 7.10).

Так как функции массы поясов и стенки с изменением высоты балки изменяются неодинаково — одна убывает, а другая возрастает (как это

видно из рис. 7.10), то должно быть наименьшее значение суммы обеих функций, т. е. должна быть высота, при которой суммарный вес поясов и стенки будет наименьшим. Высота эта называется *оптимальной* $h_{опт}$, так как она определяет наименьший расход материала на балку. Определить оптимальную высоту балки можно следующим образом.

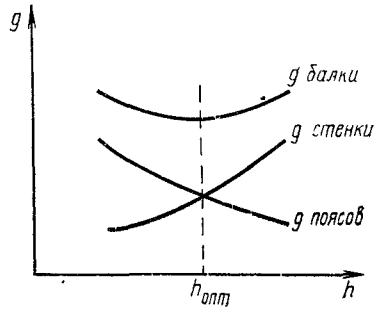


Рис. 7.10. График зависимости массы балки от высоты сечения

Полная масса 1 м длины балки равна массе поясов и стенки

$$g_б = g_п + g_{ст} = 2\frac{cM}{hR}\psi_п\rho + ht_{ст}\psi_{ст}\rho,$$

где c — доля момента, воспринимаемого поясами балки; M — расчетный момент, действующий на балку; R — расчетное сопротивление материала балки; h — высота балки; $t_{ст}$ — толщина стенки балки; $\psi_п$ — конструктивный коэффициент поясов (коэффициент перехода от теоретической площади пояса к действительной); $\psi_{ст}$ — конструктивный коэффициент стенки; ρ — плотность металла.

Определяя минимум массы балки, берем производную от выражения массы балки по ее высоте и приравниваем ее нулю:

$$\frac{dg_б}{dh} = -\frac{2cM}{h^2R}\psi_п\rho + t_{ст}\psi_{ст}\rho = 0,$$

отсюда, заменяя $M/R = W$, получим

$$h_{опт} = \sqrt{2c\psi_п/\psi_{ст}}\sqrt{W/t_{ст}} = k\sqrt{W/t_{ст}}. \qquad (7.20)$$

Коэффициент k зависит от конструктивного оформления балки — конструктивных коэффициентов поясов и стенки. Из-за ослабления сечения заклепочными отверстиями эти коэффициенты для клепаных балок больше, для сварных — меньше. Этот коэффициент в балках переменного по длине сечения меньше, чем в балках постоянного сечения, так как он является средним коэффициентом, отнесенным к наиболее напряженному сечению балки. Величину коэффициента рекомендуется принимать для сварных балок равной 1,2...1,15, для клепаных — 1,25...1,2.

Приведенный вывод не является строгим, так как он не учитывает изменения соотношений между высотой и толщиной стенки в балках различной высоты, а следовательно, и изменения коэффициента c распределения момента между стенкой и поясами балки[1].

Между тем из формулы (7.20) ясно, что соотношение между высотой балки и толщиной стенки оказывает большое влияние на экономичность сечения; при этом чем относительно тоньше стенка, тем больше высота и выгоднее сечение балки.

К. К. Муханов[2] вывел зависимость оптимальной высоты балки от заданной гибкости стенки

$$h_{опт} = \sqrt[3]{3\lambda_{ст}W/2}, \qquad (7.20a)$$

где $\lambda_{ст} = h_{ст}/t_{ст}$ — гибкость стенки.

Однако практическое значение гибкости стенки ограничивается необходимостью обеспечить ее устойчивость и ее прочность на действие касательных напряжений.

Практикой проектирования установлены рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки, приведенные в табл. 7.2. Для од-

---

[1] **Вахуркин В. М.** Форма двутавровых балок в условиях наименьшего расхода материала и в условиях наименьшей стоимости. — Вестник инженеров и техников, 1951, № 5.

[2] **Муханов К. К.** Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1978.

Таблица 7.2. Рекомендуемые отношения высоты балки $h_б$ к толщине стенки $t_{ст}$

$h_б$, м	1	1,5	2	3	4	5
$t_{ст}$, мм	8—10	10—12	12—14	16—18	20—22	22—24
$h_б/t_{ст}$	100—125	125—150	145—165	165—185	185—200	210—230

Примечание. Меньшие значения $h_б/t_{ст}$ характерны для балок из сталей повышенной прочности.

нопролетных балок пролетом 12—16 м часто принимают $t_{ст}=10—12$ мм.

Полученная оптимальная высота балки является наиболее рациональной, так как отступление высоты от $h_{опт}$ вызовет увеличение расхода материала на балку.

Можно отметить, что в балке оптимальной высоты масса стенки равна массе поясов балки. При выборе высоты балки следует помнить, что функция массы балки в области своего минимума, определяющего $h_{опт}$, меняется мало, а потому отступления от $h_{опт}$ возможны. Так, отступление действительной высоты от оптимальной на 20 % приводит к изменению массы балки примерно на 4 % (рис. 7.10).

Наименьшая рекомендуемая высота балки h_{min} определяется жесткостью балки — ее предельным прогибом (второе предельное состояние).

Минимальную высоту балки можно получить из формулы прогиба. Для равномерно распределенной по длине балки нагрузки

$$f = 5\,(p^н + g^н)\,l^4/384EI,$$

где $p^н$ и $g^н$ — временная (с учетом в необходимых случаях динамического коэффициента) и постоянная нормативные нагрузки на единицу длины балки (без коэффициента перегрузки); l — пролет балки; EI — жесткость балки на изгиб.

Подставляя в формулу прогиба $M=(p^н+g^н)\,l^2/8$, получим $f=5Ml^2/48\,EI$.

С другой стороны известно, что $M=W\sigma_{(p+g)}$ и $I=W\,(h/2)$, где $\sigma_{(p+g)}$ — напряжения в балке от нагрузок $p^н+g^н$. Поэтому после подстановки этих выражений в формулу прогиба получим

$$f = 5\sigma_{(p+g)}\,l^2/24Eh \text{ или } h = \frac{5}{24}\,\frac{\sigma_{(p+g)}\,l}{E}\left(\frac{l}{f}\right).$$

Пользуясь законом независимости действия сил, получаем напряжение от действия нормативных нагрузок

$$\sigma_{(p+g)} = R\,\frac{p^н + g^н}{n_p\,p^н + n_g\,g^н};$$

где R — расчетное сопротивление материала балки; n_p и n_g — соответствующие коэффициенты перегрузок.

Отношение прогиба балок к их пролету $[f/l]$ регламентируется нормами в зависимости от назначения балки. Используя это, получаем для балки, равномерно нагруженной по длине,

$$h_{min} = \frac{5}{24}\,\frac{Rl}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{p^н + g^н}{n_p\,p^н + n_g\,g^н}. \qquad (7.21)$$

Для балок, использующих упругопластическую работу материала, минимальная высота будет

$$h_{min} = \frac{5}{24}\,\frac{c_1\,Rl}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{p^н + g^н}{n_p\,p^н + n_g\,g^н}. \qquad (7.21а)$$

Использование формулы прогиба, выведенной для упругой работы материала, в данном случае возможно, так как прогиб определяется от дей-

ствия нормативной нагрузки, а сечение балки подбирается от действия расчетной нагрузки, причем коэффициент перегрузки n всегда больше коэффициента учета упругопластической работы материала (c_1) и, следовательно, материал балки при нормальной эксплуатации всегда работает упруго.

Минимальная высота балки обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала.

При других видах нагрузки на балку (кроме подкрановых балок) h_{min} можно приближенно определять по формуле (7.21).

Из формулы (7.21) видно, что необходимая высота балки увеличивается с ростом прочности материала и уменьшением допустимого прогиба.

Если полученную по формуле (7.21) высоту балки по каким-либо соображениям нельзя принять, то требуемую норму прогиба можно удовлетворить, лишь снижая расчетное сопротивление материала, принимая менее прочный материал или неполностью используя его несущую способность.

Выбор высоты балки. Закономерности изменения высоты балки показывают, что наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к $h_{опт}$, определенной из экономических соображений, и не меньшей h_{min}, установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки в сумме с толщиной настила не должна превышать заданную строительную высоту перекрытия.

Высоту балки также следует согласовывать с размерами ширины листов по сортаменту. Желательно, чтобы стенка по высоте выполнялась из одного листа шириной не более 2000—2200 мм. Если необходима стенка большей высоты, приходится усложнять конструкцию балки устройством продольного стыка стенки.

Во всех случаях высоту составной балки в целях унификации конструкций рационально принимать в круглых числах, кратных 100 мм.

2. Толщина стенки

После высоты балки толщина стенки является вторым основным параметром сечения, так как она сильно влияет на экономичность сечения составной балки.

Для определения наименьшей толщины стенки из условия ее работы на касательные напряжения можно воспользоваться формулой Н. Г. Журавского

$$\tau = QS/It_{ст} < R_{ср}\gamma,$$

где Q — максимальная поперечная сила; S — статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси; I — момент инерции сечения балки; $t_{ст}$ — толщина стенки; $R_{ср}$ — расчетное сопротивление материала стенки на срез.

В балке оптимального сечения с площадью поясов, равной площади стенки, плечо внутренней пары составит $I/S \approx 0{,}85\,h$.

Подставляя это соотношение I/S в формулу Н. Г. Журавского и делая преобразования, получаем

$$t_{ст} = QS/IR_{ср} \approx 1{,}2Q/hR_{ср}. \qquad (7.22)$$

При опирании разрезной сварной балки с помощью опорного ребра, приваренного к торцу балки (см. рис. 7.28, *б*), можно считать, что в опорном сечении балки на касательные напряжения работает только стенка, а пояса еще не включались в работу сечения балки. Тогда плечо внутренней пары

$$\frac{I}{S} = \frac{t_{ст}h^3}{12}\,\frac{8}{t_{ст}h^2} = \frac{2}{3}h.$$

Для этого случая толщина стенки

$$t_{ст} = \frac{QS}{IR_{ср}} = \frac{3}{2}\,\frac{Q}{hR_{ср}}. \qquad (7.23)$$

В балках симметричного сечения, работающих с учетом развития пластических деформаций и не нагруженных местной нагрузкой, $\sigma_м=0$; при выполнении условий: $\tau \leqslant 0{,}9\,R_{ср}$; $A_п/A_{ст} \geqslant 0{,}25$ и $2{,}2 < \bar{\lambda}_{ст} \leqslant 6$ необходимо проверить несущую способность балки из-за возможной потери устойчивости стенки, работающей с учетом пластических деформаций, по формуле

$$M \leqslant R\gamma h_0^2\, t_{ст}\,(A_п/A_{ст} + \alpha), \tag{7.24}$$

где $\alpha = 0{,}24 - 0{,}15(\tau/R_{ср})^2 - 8{,}5\cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_{ст} - 2{,}2)^2$; $\tau = Q/h_{ст}t_{ст}$ — среднее касательное напряжение в стенке в месте проверки балки; γ — коэффициент условий работы конструкции.

Чтобы обеспечить местную устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром (см. гл. 7, § 4, п. 3), необходимо иметь $\bar{\lambda}_{ст} < 5{,}5$: тогда

$$t_{ст} \geqslant (h_{ст}\sqrt{R/E})/5{,}5. \tag{7.25}$$

В балках высотой более 2 м это упрощение конструктивной формы экономически не оправдано, так как стенки получаются чрезмерно толстыми. В высоких балках толщина стенки берется меньшей и достигает 1/200 — 1/250 высоты, что требует укрепления стенки, способного обеспечить ее устойчивость.

Таким образом, задача определения толщины стенки оказывается вариантной, влияющей на экономичность сечения балки и требующей очень внимательного к себе отношения.

Для балок высотой 1—2 м рациональное значение толщины стенки можно определить по эмпирической формуле

$$t_{ст} = 7 + 3h/1000 \text{ мм}. \tag{7.26}$$

Толщина стенки должна быть согласована с имеющимися толщинами проката листовой стали. Обычно минимальную толщину стенки принимают не менее 8 мм (очень редко 6 мм) и назначают при толщине до 12 мм кратной 1 мм, а более 12 мм кратной 2 мм. Если принятая по формуле (7.20) толщина стенки отличается от полученной по формулам (7.23) или (7.22) на 2 мм и более, следует в формулу (7.20) подставить определенную из условия скалывания толщину стенки и вновь вычислить $h_{опт}$.

3. Поясные уголки балок с поясными соединениями на заклепках и высокопрочных болтах

В состав пояса таких балок входят поясные уголки, которые обычно принимают равнополочными (см. рис. 7.2, *г*). Калибр уголков (ширина их полок $b_{уг}$) устанавливают в зависимости от мощности балки и способа передачи нагрузки на нее.

Для балок средней высоты 1—2 м.

$$b_{уг} \approx (1/10)h.$$

Толщину поясных уголков удобно принимать равной толщине стенки $t_{уг} = t_{ст}$, так как это облегчает устройство монтажных стыков.

При наличии в составе сечения балки горизонтальных листов необходимо, чтобы поясные уголки обеспечивали надежную передачу усилий пояса на стенку. Для этого площадь сечения двух уголков пояса рекомендуется принимать не менее 30 % всей площади сечения пояса.

4. Горизонтальные листы поясов

В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Изготовлять пояса из двух и более листов в сварных балках нерационально, так как, скрепляя между собой листы по краям фланговыми швами, мы увеличиваем неравномерность работы листов из-за роста длины передачи усилий от стенки к наружным листам (рис. 7.11). Резко увеличивается при этом и число сварных швов. Кроме того, неизбежно образование щелей между свариваемыми только по краям листами.

Толщину горизонтального поясного листа сварной балки обычно принимают не более 2—3 толщин стенки, так как в поясных швах при приваривании толстых поясных листов к стенке развиваются значительные усадочные растягивающие напряжения. Применение поясных листов толщиной более 30 мм нерационально еще и потому, что толстые листы имеют пониженные значения предела текучести и, следовательно, пониженные расчетные сопротивления (см. гл. 2).

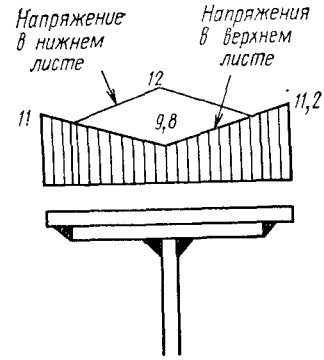


Рис. 7.11. Распределение напряжений в листах пакета сварной балки

В клепаных балках и в балках на высокопрочных болтах в отличие от сварных часто применяют пакеты из двух-трех горизонтальных листов, так как в многолистовом пакете, стянутом по всей ширине заклепками или болтами, листы работают достаточно слитно. Толщину отдельных горизонтальных листов из условия удобства конструирования монтажного стыка обычно принимают равной толщине поясных уголков.

Ширину горизонтальных листов обычно принимают равной $^1/_2$—$^1/_5$ высоты балки из условия обеспечения ее общей устойчивости.

По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм или $h/10$.

Для клепаных балок и балок на болтах желательно также, чтобы горизонтальные листы несколько выступали за наружные грани поясных уголков

$$b_{гл} \geqslant t_{ст} + 2b_{уг} + 10 \text{ мм}.$$

Наибольшую ширину горизонтальных листов определяют их местной устойчивостью и равномерностью работы по ширине.

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса (см. гл. 7 § 4 п. 3) $b_{св}$ к его толщине $t_п$ не должно превышать:

в сечениях, работающих упруго

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}5\sqrt{E/R}, \tag{7.27}$$

в сечениях, работающих с учетом развития пластических деформаций,

$$b_{св}/t_п = 0{,}11h_0/t_{ст}, \text{ но не более } 0{,}5\sqrt{E/R}, \tag{7.27а}$$

где h_0 — расчетная высота балки; $t_{ст}$ — толщина стенки балки.

Для растянутых поясов балок не рекомендуется принимать ширину поясов более 30 толщин пояса из условия равномерного распределения напряжений по ширине полки.

5. Подбор сечения балок

Подбор сечения состоит в определении размеров поясов и стенки балки, исходя из заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости и технологичности изготовления. Процесс подбора сечений сварной балки рассмотрим на примере.

Пример 7.3. Требуется подобрать сечение сварной главной балки, исходя из условий, приведенных в примере 7.2 по первому варианту компоновки, имеющий прогиб $f < (1/400)l$ из стали ВСт3Гпс5-1, толщиной $t \leqslant 20$ мм, по прил. 4, она имеет $R = 230$ МПа $= 23$ кН/см² и $R_{ср} = 135$ МПа $= 13{,}5$ кН/см², вес настила и балок настила $g_1 = 1{,}023$ кН/м². Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере 1—2 % от нагрузки на нее. Максимально возможная строительная высота перекрытия 1,6 м.

Расчетная схема балки приведена на рис. 7.12, *а*. Определяем нормативную и расчетную нагрузки на балку:

$$q^н = p^н + g^н = 1{,}02\,(20 + 1{,}023)\,6 = 128{,}6 \text{ кН/м};$$

$$q = n_р\,p^н + n_д\,g^н = 1{,}02\,(1{,}2 \cdot 20 + 1{,}05 \cdot 1{,}023)\,6 = 153 \text{ кН/м}.$$

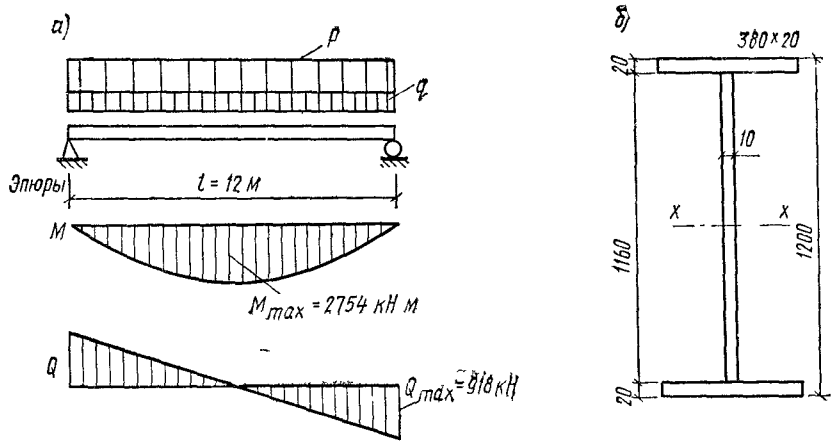


Рис. 7.12. К примеру 7.3

а — расчетная схема; *б* — сечение балки

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета

$$M = ql^2/8 = 153 \cdot 12^2/8 = 2754 \text{ кН·м} = 275\,400 \text{ кН·см}.$$

Поперечную силу на опоре

$$Q = ql/2 = 153 \cdot 12/2 = 918 \text{ кН}.$$

Главную балку рассчитываем с учетом развития пластических деформаций. По формуле (7.12) определяем требуемый момент сопротивления балки, первоначально принимая $c_1 = c = 1{,}1$:

$$W_{\text{тр}} = M_{max}/c_1 R\gamma = 275\,400/1{,}1 \cdot 23 \cdot 1 = 10\,885 \text{ см}^3.$$

Определяем *оптимальную высоту* балки по формуле (7.20), предварительно задав ее высоту $h \approx (1/10)\, l \approx 1{,}2$ м и рассчитав по формуле (7.26) толщину стенки $t_{\text{ст}} = 7 + 3 \times \times 1200/1000 = 10{,}6$. Принимаем толщину стенки 10 мм.

$$h_{\text{опт}} = k\sqrt{W/t_{\text{ст}}} = 1{,}15\sqrt{10\,885/1} = 120 \text{ см}.$$

Полученные высота и толщина стенки находятся в пределах, рекомендованных табл. 7.2.

Минимальную высоту определяют по формуле (7.21а)

$$h_{min} = \frac{5}{24}\,\frac{c_1 Rl}{E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{p^{\text{н}} + g^{\text{н}}}{n_p p^{\text{н}} + n_g g^{\text{н}}} =$$

$$= \frac{5 \cdot 1{,}1 \cdot 23 \cdot 1200 \cdot 400}{24 \cdot 2{,}06 \cdot 10^4} \cdot \frac{128{,}6}{153} = 103{,}2 \text{ см}.$$

Строительную высоту балки определяем исходя из максимально возможной заданной высоты перекрытия и его конструкции

$$h_{\text{стр.}}^{\text{балки}} = h_{\text{стр.}}^{\text{перекр}} - h_{\substack{\text{балки}\\ \text{наст.}}} - t_{\text{наст.}} = 160 - 30 - 0{,}8 = 129{,}2 \text{ см}.$$

Сравнивая полученные высоты, принимаем высоту балки, близкую к оптимальной $h = 120$ см.

Проверяем принятую толщину стенки:

по эмпирической формуле (7.26)

$$t_{\text{ст}} = 7 + 3h/1000 = 7 + 3 \cdot 1200/1000 = 10{,}6 \text{ мм};$$

из условия работы стенки на касательные напряжения на опоре по формуле (7.23)

$$t_{\text{ст}} = \frac{3}{2}\,\frac{Q_{max}}{hR_{\text{ср}}} = \frac{3 \cdot 918}{2 \cdot 120 \cdot 13{,}5} = 0{,}85 \text{ см},$$

где $R_{\text{ср}} = 13{,}5$ кН/см².

Чтобы не применять продольных ребер жесткости, по формуле (7.25)

$$t_{\text{ст}} = \left(h\sqrt{R/E}\right)5{,}5 = \left(120\sqrt{23/2{,}06 \cdot 10^4}\right)/5{,}5 = 0{,}73 \text{ см}.$$

Сравнивая полученную расчетным путем толщину стенки с принятой (10 мм), приходим к выводу, что она удовлетворяет условию прочности на действие касательных напряжений и не требует укрепления ее продольным ребром жесткости для обеспечения местной устойчивости. Размеры горизонтальных поясных листов находим исходя из

необходимой несущей способности балки Для этого вычисляем требуемый момент инерции сечения балки

$$I = Wh/2 = 10\,885 \cdot 120/2 = 653\,100 \text{ см}^4.$$

Находим момент инерции стенки балки, принимая толщину поясов 2 см:

$$h_{ст} = h - 2t_п = 120 - 2 \cdot 2 = 116 \text{ см};$$

$$I_{ст} = t_{ст} h_{ст}^3/12 = 1 \cdot 116^3/12 = 130\,074 \text{ см}^4.$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_п = I - I_{ст} = 653\,100 - 130\,074 = 523\,026 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясных листов балки относительно ее нейтральной оси $I_п \approx 2A_п(h_0/2)^2$, где $A_п$ — площадь сечения пояса. Моментом инерции поясов относительно их собственной оси ввиду его малости пренебрегаем

Отсюда получаем требуемую площадь сечения поясов балки

$$A_п = 2I_п/h_0^2 = 2 \cdot 523\,026/118^2 = 75{,}12 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } h_0 = h - t_п = 120 - 2 = 118 \text{ см}.$$

Принимаем пояса из универсальной стали 380×20 мм, для которой $b_п/h = 380/1200 = 1/3{,}15$ находится в пределах рекомендуемого отношения. Уточняем принятый ранее коэффициент учета пластической работы c исходя из

$$A_п = b_п t_п = 38 \cdot 2 = 76 \text{ см}^2; \quad A_{ст} = h_{ст} t_{ст} = 116 \cdot 1 = 116 \text{ см}^2;$$

$$A_п/A_{ст} = 76/116 = 0{,}655.$$

По прил. 5 принимаем $c = 1{,}104$, которое практически соответствует заданному $c = 1{,}1$.

Проверяем принятую ширину (свес) поясов по формуле (7.27а), исходя из их местной устойчивости:

$$\frac{b_{св}}{t_п} = \frac{38 - 1}{2 \cdot 2} = 9{,}25 < 0{,}11 \frac{h_0}{t_{ст}} = 0{,}11 \frac{118}{1} = 12{,}98 < 0{,}5\sqrt{E/R} = 14{,}96.$$

Проверяем несущую способность балки по формуле (7.24) исходя из устойчивости стенки в области пластических деформаций балки в месте действия максимального момента, где Q и $\tau = 0$:

$$\bar{\lambda}_{ст} = \frac{116}{1}\sqrt{\frac{23}{2{,}06 \cdot 10^4}} = 3{,}876;$$

$$M_{max} = 275\,400 < R\gamma h_{0п}^2 t_{ст}\left(\frac{A_п}{A_{ст}} + \alpha\right) = 23 \cdot 1 \cdot 118^2 \cdot 1\,(0{,}655 + 0{,}216) = 279\,003 \text{ кН·см},$$

$$\text{где } \alpha = 0{,}24 - 0{,}15(\tau/R_{ср})^2 - 8{,}5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_{ст} - 2{,}2)^2 = 0{,}24 - 8{,}5 \cdot 10^{-3}(3{,}876 - 2{,}2)^2 = 0{,}216.$$

Подобранное сечение балки проверяем на прочность. Для этого определяем момент инерции и момент сопротивления балки

$$I = I_{ст} + I_п = I_{ст} + 2b_п t_п (h_{0п}/2)^2 = 130\,074 + 2 \cdot 38 \cdot 2\,\frac{118^2}{2} = 659\,186 \text{ см}^4;$$

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{659\,186 \cdot 2}{120} = 10\,986 \text{ см}^3.$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке по формуле (7.10)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{C_1 W} = \frac{275\,400}{1{,}1 \cdot 10\,986} = 22{,}79 \text{ кН/см} < R = 23 \text{ кН/см}^2$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности и не имеет недонапряжения больше 5 %. Проверку прогиба балки делать не нужно, так как принятая высота сечения больше минимальной и регламентированный прогиб будет обеспечен.

6. Изменение сечения балки по длине

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках — у опор). Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость изготовле-

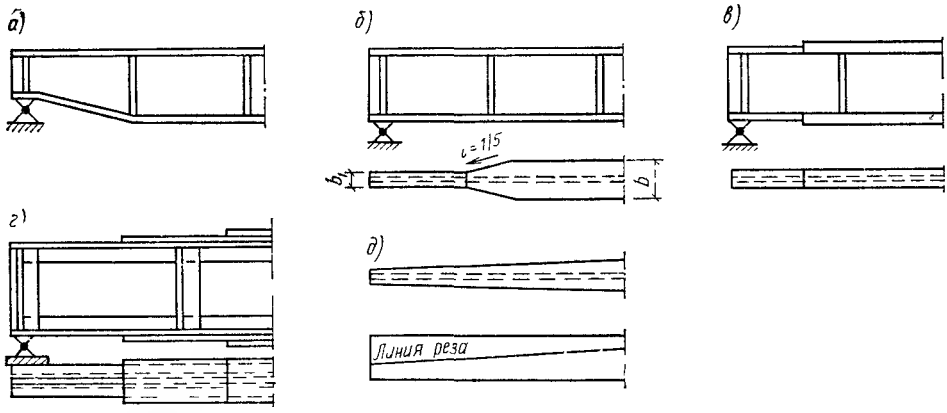


Рис. 7.13. Изменение сечения балок по длине

а — изменением высоты балки; *б* — изменением ширины поясов, *в* — изменением толщины поясов; *г* — изменением количества горизонтальных листов; *д* — непрерывным изменением ширины поясов

ния балки, и потому оно экономически целесообразно только для балок пролетом 10—12 м и более.

Изменить сечение балки можно, уменьшив ее высоту или сечение поясов (рис. 7.13). Изменение сечения уменьшением высоты стенки балки (см. рис. 7.13, *а*) более сложно, может потребовать увеличения толщины стенки для восприятия касательных напряжений, а потому применяется редко.

Сечение балки можно изменить уменьшением ширины или толщины пояса. В сварных балках распространено изменение ширины пояса (см. рис. 7.13, *б*), высота балки при этом сохраняется постоянной (верхний пояс гладкий и возможны как поэтажное опирание балок, поддерживающих настил, так и укладка рельса подкрановой балки); менее удобно изменять толщину пояса, так как балка оказывается неодинаковой высоты (см. рис. 7.13, *в*), при этом усложняется и заказ стали.

В клепаных балках и балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах сечения изменяют уменьшением или увеличением числа горизонтальных листов (см. рис. 7.13, *г*).

В разрезных сварных балках пролетом до 30 м принимается одно изменение сечения пояса (по одну сторону от оси симметрии балки по длине). Введение второго изменения сечения поясов экономически нецелесообразно, так как дает дополнительную экономию материала лишь на 3—4 %. Более значительной экономии стали можно достигнуть путем непрерывного изменения ширины поясов (см. рис. 7.13, *д*), получаемого диагональным раскроем широкополосной стали кислородной резкой. Однако оно связано с увеличением трудоемкости изготовления балки и применяется редко.

При равномерной нагрузке наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии примерно $^1/_6$ пролета балки от опоры. Действующий в этом месте момент может быть найден графически по эпюре моментов или по формуле

$$M_1(x) = qx(l - x)/2. \qquad (7.28)$$

В балках переменного сечения развитие пластических деформаций следует учитывать только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q, в остальных сечениях развитие пластических деформаций не допускается.

По моменту $M_1(x)$ определяют необходимый момент сопротивления сечения балки исходя из упругой работы материала и подбирают новое

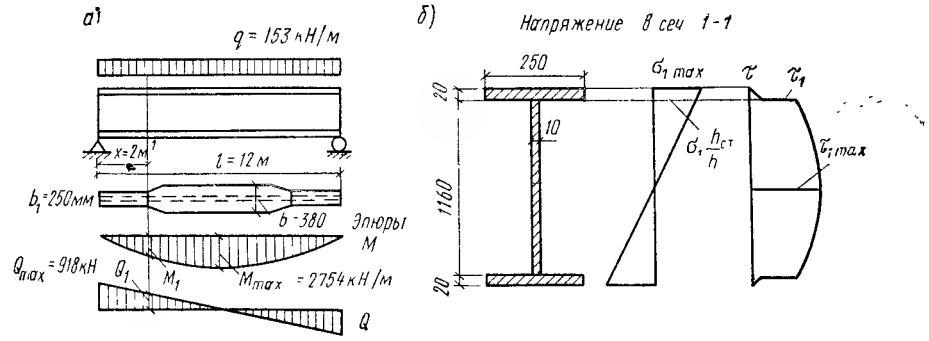


Рис. 7.14. К примерам 7.4 и 7.5

а — место изменения сечения; *б* — проверка приведенных напряжений

сечение поясов. Ширина поясов при этом должна отвечать следующим условиям:

$$b_{п1} \geqslant h/10; \quad b_{п1} \geqslant 180 \text{ мм}; \quad l_{п1} \geqslant b/2. \tag{7.29}$$

Возможен и другой подход. Задают ширину поясного листа уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$I_1 = I_{ст} + 2b_1 t_п (h_{ст}/2 + t_п/2)^2;$$
$$W_1 = 2I_1/h; \quad M_1 = W_1 R\gamma,$$

при $M(x) = M_1$ находят расстояние x от опоры, где изменяется сечение пояса.

Стык различных сечений пояса может быть прямым или косым. Прямой шов удобнее, но он будет равнопрочен основному металлу в растянутом поясе только при обязательном выводе концов шва на подкладки и автоматической сварке или при ручной сварке с применением физических методов контроля. Иногда, желая упростить стык растянутого пояса балки, делают его прямым с ручной или полуавтоматической сваркой без применения сложных методов контроля шва. В этом случае уменьшенное сечение пояса балки принимают из условия прочности стыкового шва на растяжение.

В балках с поясными соединениями на заклепках или болтах сечения изменяют количеством поясных листов (рис. 7.13, *г*).

Пример 7.4. Требуется изменить сечение сварной балки, подобранной в прим. 7.3 по длине. Место изменения сечения принимаем на расстоянии $^1/_6$ пролета от опоры (рис. 7.14). Сечение изменяем уменьшением ширины поясов. Разные сечения поясов соединяем сварным швом встык электродами Э42 без применения физических методов контроля, т. е. для растянутого пояса $R^{св} = 0{,}85\,R$ (см. гл. 5, § 4). Определяем расчетный момент и перерезывающую силу в сечении:

$$x = l/6 = 12/6 = 2 \text{ м};$$

$$M_1 = [qx(l - x)]/2 = [153 \cdot 2(12 - 2)]/2 = 1530 \text{ кН·м} = 153\,000 \text{ кН·см};$$

$$Q_1 = q(l/2 - x) = 153(12/2 - 2) = 612 \text{ кН}.$$

Подбор измененного сечения ведем по упругой стадии работы материала по формуле (7.9) аналогично прим. 7.3.

Определяем требуемый момент сопротивления и момент инерции измененного сечения исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$W_1 = \frac{M_1}{R^{св}} = \frac{153\,000}{0{,}85 \cdot 23} = 7826 \text{ см}^3;$$

$$I_1 = W_1 \frac{h}{2} = 7826 \frac{120}{2} = 469\,565 \text{ см}^4.$$

Определяем требуемый момент инерции поясов ($I_{ст} = 130\,074$ см^4, см. прим. 7.3): $I_{п1} = I_1 - I_{ст} = 469\,565 - 130\,074 = 339\,491$ см^4.

Требуемая площадь сечения поясов $A_{п1}=2I_{п1}/h_{01}^2=2\ 339\ 491/118^2=48\ 76$ см². Принимаем пояс 250×20 мм, $A_{п1}=50$ см². Принятый пояс удовлетворяет рекомендациям $b_{п1}>18$ см и $b_{п1}>\frac{h}{10}=12$ см. Определяем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения

$$I_1 = I_{ст} + 2b_1 t_п (h_0/2)^2 = 130\ 074 + 2\cdot 25\cdot 2\,(118/2)^2 = 478\ 174 \text{ см}^4;$$

$$W_1 = 2I_1/h = 2\ 478\ 174/120 = 7969 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_{max} = M_1/W_1 = 153\ 000/7969 = 19{,}2 \text{ кН/см}^2 < R^{св} = 0{,}85\cdot 23 = 19{,}55 \text{ кН/см}^2.$$

§ 4. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ, ПРОГИБОВ И УСТОЙЧИВОСТИ СОСТАВНЫХ БАЛОК

1. Проверка прочности и прогиба балки

Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных, касательных напряжений, их совместного действия и при упругопластической работе материала балки к устойчивой работе стенки в области пластических деформаций по формуле (7.24).

В разрезных балках места наибольших нормальных и касательных напряжений обычно не совпадают, их проверяют раздельно по формулам (7.8), (7.10) и (7.13).

Однако по всей длине балки (за исключением особых сечений, в которых M или Q равны нулю) изгибающие моменты и поперечная сила действуют совместно. Поэтому в дополнение к раздельным проверкам σ и τ необходима проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений, при которой определяются приведенные напряжения (см. гл. 3). Эту проверку делают в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил: на опоре неразрезной балки, в месте изменения сечения разрезной составной балки и т. п., причем на уровне поясных швов (см. рис. 7.14, *б*) или внутренних рисок поясных заклепок или болтов по высоте.

Приведенные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leqslant 1{,}15R\gamma, \qquad (7.30)$$

где $\sigma_1=\frac{M_1}{W_1}\frac{h_{ст}}{h}$ и $\tau_1=\frac{Q_1 S_{п1}}{I_1 t_{ст}}$ — расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов (или заклепок).

По формуле (7.30) проверяют переход материала в данной точке в пластичное состояние от совместного действия нормальных и касательных напряжений.

При опирании на верхний пояс балки конструкции, передающей неподвижную сосредоточенную нагрузку, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие стенку напряжения (рис. 7.15):

$$\sigma_м = F/t_{ст}\, l_м \leqslant R\gamma, \qquad (7.31)$$

где $\sigma_м$ — напряжения смятия в стенке под грузом, F — расчетная сосредоточенная нагрузка, $l_м=b+2t_п$, $t_{ст}$ и $t_п$ — толщины стенки и пояса балки, b — длина участка передачи местной нагрузки на балку

Приведенные напряжения в этом случае проверяют в сечении под нагрузкой

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_м^2 - \sigma_1\sigma_м + 3\tau_1^2} \leqslant 1{,}15R\gamma. \qquad (7.32)$$

Если эта проверка не выполняется, то стенку балки необходимо укрепить ребром жесткости, верхний конец которого пригоняется к нагруженному поясу балки. Это ребро через свой пригранный торец воспринимает сосредоточенное давление и прикрепленное к стенке балки сварными швами или заклепками плавно распределяет его на всю вы-

соту стенки балки. При наличии таких ребер стенки балок на действие местных напряжений не проверяют.

Прогиб балок определяют от действия нормативной нагрузки методами строительной механики; прогиб не должен превышать значений, указанных в СНиП. Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определяемой по формуле (7.21) или (7.21а).

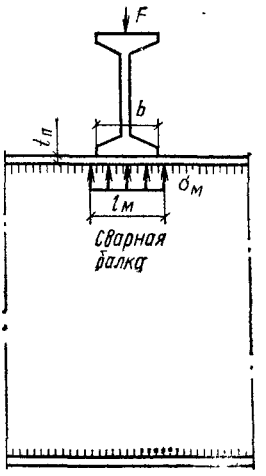


Рис. 7.15. Поэтажное опирание балок

2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки

Общую устойчивость составных балок (см. гл. 3) проверяют по формуле (7.15) $M/\varphi_б W_c \leqslant R\gamma$, где $\varphi_б$ для двутавровых составных балок, имеющих две оси симметрии, так же как в прокатных балках, вычисляют по $\varphi_1 = \Psi \frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l_0}\right)^2 \frac{E}{R}$, которое в свою очередь определяют в функции коэффициента Ψ (см. прил. 6). Необходимый для определения Ψ параметр α, зависящий от сопротивления балки кручению, для составных балок вычисляют по формуле

$$\alpha = 8\left(l_0\, t_п / h_0\, b_п\right)^2 \left(1 + a t_{ст}^3 / b_п\, t_п^3\right), \qquad (7.33)$$

где l_0 — расчетная длина сжатого пояса балки, закрепленного от поперечных смещений; $a = 0{,}5h_0$; h_0 — расстояние (высота) между осями поясных листов, $b_п$ и $t_п$ — соответственно ширина и толщина сжатого пояса; $t_{ст}$ — толщина стенки балки.

Для балок, имеющих сечение, отличное от двутавра, имеющего две оси симметрии, проверка устойчивости имеет свои особенности и должна проводиться в соответствии с указаниями СНиП. Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также при удовлетворении условий формулы (7.14) об отношении расчетной длины к ширине сжатого пояса.

Для составных главных балок, находящихся в системе балочной площадки и связанных между собой поперечными балками, на которых лежит настил, за расчетную длину сжатого пояса l_0 следует принимать расстояние между поперечными балками.

Пример 7.5. Требуется проверить прочность, общую устойчивость и прогиб сварной балки исходя из условий примеров 7.3 и 7.4 (величины усилий и статические характеристики сечений берем из примеров 7.3 и 7.4).

1. Проверка прочности балки.

Проверяем максимальные нормальные напряжения в поясах в середине балки по формуле (7.10)

$$\sigma = M_{max}/c_1 W = \frac{275\,400}{1{,}1 \cdot 10\,986} = 22{,}8 \text{ кН/см}^2 < R = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем максимальное касательное напряжение в стенке на опоре балки по формуле (7.13)

$$\tau = \frac{Q_{max} S_1}{I_1 t_{ст}} = \frac{918 \cdot 4632}{478\,174 \cdot 1} = 8{,}89 \text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 13{,}5 \text{ кН/см}^2;$$

статический момент полусечения балки

$$S_1 = b_1 t_п \frac{h_0}{2} + \frac{t_{ст} h_{ст}^2}{8} = 25 \cdot 2{,}0 \frac{118}{2} + \frac{1 \cdot 116^2}{8} = 4632 \text{ см}^3.$$

Проверяем местные напряжения в стенке под балками настила по формуле (7.31)

$$\sigma_м = F / t_{ст}\, l_м = 136{,}56 / 1 \cdot 17{,}5 = 7{,}8 \text{ кН/см}^2 < R,$$

где $F=2\cdot 22{,}76\cdot\frac{6}{2}=136{,}56$ кН — опорные реакции балок настила (см пример 7.2); $l_н=b+2t_п=13{,}5+2\cdot 2=17{,}5$ см — длина передачи нагрузки на стенку балки.

Ввиду наличия местных напряжений, действующих на стенку балки, надо проверять совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений по формуле (7.32) на уровне поясного шва (см. рис. 7.14, *б*) под балкой настила. по уменьшенному сечению вблизи места изменения сечения пояса. В рассматриваемом примере такого места нет, так как под ближайшей балкой настила будет стоять ребро жесткости (см. рис. 7.22), которое воспримет давление балок настила, и передачи давления на стенку в этом месте не будет. Поэтому проверяем приведенные напряжения по формуле (7.30) в сечении *1—1* — месте изменения сечения балки (где они будут максимальны):

$$\sigma_{прив}=\sqrt{\sigma_1^2+3\tau_1^2}=\sqrt{18{,}56^2+3\cdot 3{,}77^2}=19{,}67\ кН/см^2<1{,}15R=26{,}45\ кН/см^2;$$

$$\sigma_1=\frac{M_1}{W_1}\frac{h_{ст}}{h}=\frac{153\,000\cdot 116}{7969\cdot 120}=18{,}56\ кН/см^2;$$

$$\tau=\frac{Q_1 S_{п1}}{I_1 t_{ст}}=\frac{612\cdot 2950}{478\,174\cdot 1}=3{,}77\ кН/см^2;$$

$$S_{п1}=b_1 t_п\left(\frac{h_0}{2}\right)=\frac{25\cdot 2\cdot 118}{2}\ 2950\ см^3.$$

Проверки показали, что прочность балки обеспечена.

2. *Проверяем общую устойчивость балки* по формуле (7.14) в месте действия максимальных нормальных напряжений, принимая за расчетный пролет l_0 — расстояние между балками настила:

в середине пролета балки, где учтены пластические деформации, проверяем применимость формулы (7.14): $1<h/b_п=\frac{120}{38}=3{,}15<6$ и $b/t_п=\frac{38}{2{,}0}=19<35$:

$$\frac{l_0}{b_п}=\frac{92{,}3}{38}=2{,}43<\delta\left[0{,}41+0{,}0032\frac{b_п}{t_п}+\left(0{,}73-0{,}016\frac{b_п}{t_п}\right)\frac{b_п}{h_0}\right]\times$$

$$\times\sqrt{\frac{E}{R}}=0{,}3\left[0{,}41+0{,}0032\frac{38}{2}+\left(0{,}73-0{,}016\frac{38}{2}\right)\frac{38}{118}\right]\times$$

$$\times\sqrt{\frac{2{,}06\cdot 10^4}{23}}=5{,}44,$$

где $\delta=[1-0{,}7\frac{(c_1-1)}{(c-1)}]=0{,}3$, так как $\tau=0$ и $c_1=c$. В месте уменьшенного сечения балки (балка работает упруго и $\delta=1$)

$$\frac{l_0}{b_1}=\frac{92{,}3}{25}=3{,}69<1\left[0{,}41+0{,}0032\frac{25}{2}+\left(0{,}73-0{,}016\frac{25}{2}\right)\frac{25}{118}\right]\times$$

$$\times\sqrt{\frac{2{,}06\cdot 10^4}{23}}=16{,}77.$$

Обе проверки показали, что общая устойчивость балки обеспечена.

3. *Проверка прогиба* (второе предельное состояние) балки может не производиться, так как принятая высота балки больше минимальной $h=120$ см$>103{,}2$ см$=h_{min}$ (см. пример 7.3).

3. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также и от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично выводит его из работы, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается, и это может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Общее выражение для критического напряжения потери устойчивости пластинки было получено в гл. 3 § 3.

$$\sigma_{кр} = \frac{N_{кр}}{at} = \frac{c\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{a}\right)^2 = k\left(\frac{t}{a}\right)^2. \qquad (7.34)$$

Элементы балки могут потерять устойчивость, только если действующие в балке напряжения или их совместное воздействие больше критических напряжений потери устойчивости. Поэтому нежелательно, чтобы $\sigma_{кр}$ были меньше расчетных значений материала по прочности и потеря устойчивости происходила раньше потери несущей способности балки по прочности, так как при этом недоиспользовалась бы прочность материала, что неэкономично.

Рассмотрим отдельно устойчивость пояса и стенки балки.

Устойчивость сжатого пояса. Сжатый пояс представляет собой длинную пластинку, шарнирно прикрепленную своей длинной стороной к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным по сечению пластины нормальным напряжением, действующим вдоль длинной стороны пластины. Потеря устойчивости такой пластины происходит путем волнообразного выпучивания ее краев. Шарнирное закрепление пояса стенкой принимается в запас прочности потому, что гибкая стенка не способна оказать сильное противодействие повороту пояса при потере устойчивости его свободных краев (рис. 7.16).

Критическое напряжение потери устойчивости после подстановки в формулу (7.34) постоянных, соответствующих упругой работе материала пояса, будет иметь вид

$$\sigma_{кр} = 0{,}25E\,(t/b)^2.$$

Приравнивая $\sigma_{кр}=R$ и производя преобразования, получаем

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}5\sqrt{E/R}, \qquad (7.35)$$

где $b_{св}$ — неокаймленный свес пояса (половина ширины пояса); $t_п$ — толщина пояса.

Из приведенной формулы видно, что для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе необходимо соблюдать отношение свеса пояса к его толщине, не превышающее значений, полученных по формуле (7.35).

При работе пояса с учетом развития пластических деформаций устойчивость пояса ухудшается и свес пояса должен быть

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}11h_0/t_{ст}, \text{ но не более } 0{,}5\sqrt{E/R}, \qquad (7.35а)$$

а при толстой стенке, когда $h_0/t_{ст} \leqslant 2{,}7\sqrt{E/R}$, наибольшее значение свеса пояса следует принимать

$$b_{св}/t_п \leqslant 0{,}3\sqrt{E/R}, \qquad (7.35б)$$

где h_0 — расчетная высота балки; $t_{ст}$ — толщина стенки балки.

В случае недонапряжения балки предельное значение $b_{св}/t_п$ может быть увеличено умножением на $\sqrt{R/\sigma}$, но не более чем на 25%.

Рекомендуемые из условия устойчивости размеры пояса для малоуглеродистых сталей близки к рекомендуемым размерам из условия его равномерной работы по ширине, потому специальные конструктивные мероприятия по обеспечению увеличения ширины свеса нецелесообразны.

Устойчивость стенки. Стенка представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Но устойчивости стенки обычно добиваются не увеличением ее толщины (из-за больших размеров стенки этот путь привел бы к большому перерасходу материала), а укреплением ее специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки.

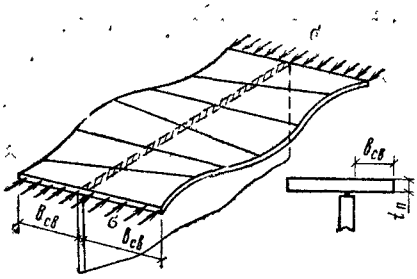


Рис. 7.18. Потеря местной устойчивости поясом балки

Ребра жесткости делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость независимо один от другого (рис. 7.17). Рассмотрим отдельно потерю устойчивости стенки от действия касательных и нормальных напряжений.

Потеря устойчивости стенки от действия касательных напряжений. Вблизи от опоры балки стенка подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она перекашивается (рис. 7.18, *а*) и по направлению траекторий главных сжимающих напряжений сжимается (рис. 7.18, *б*). Под влиянием сжатия стенка может выпучиваться, образуя волны, наклоненные к оси балки под углом, близким к 45°.

Для балки, стенка которой не укреплена ребрами жесткости, критическое касательное напряжение, полученное с учетом упругого защемления стенки в поясах, выражается формулой, аналогичной формуле (7.34):

$$\tau_{кр} = 10{,}3 R_{ср}/\bar{\lambda}_{ст}^{2} \qquad (7.36)$$

Из равенства $\tau_{кр}=R_{ср}$ получаем предельную условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_{ст}=(h_{ст}/t_{ст})\sqrt{R/E}=3{,}2$, при которой потеря устойчивости стенки от действия одних касательных напряжений раньше потери прочности произойти не может. Поэтому согласно СНиП, требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости при:

отсутствии местной нагрузки на пояс балки

$$\bar{\lambda}_{ст} > 3{,}2; \qquad (7.37)$$

при действии местной нагрузки на пояс балки

$$\bar{\lambda}_{ст} > 2\ 2; \qquad (7.38)$$

при действии больших сосредоточенных грузов и в области учета пластических деформаций в балке, где местные напряжения не допускаются, — под каждым грузом.

Длина области учета пластических деформаций в стенке балки может быть определена из равенства моментов, могущих быть воспринятыми балкой при ее работе с учетом пластических деформаций и при упругой работе стенки по всей ее высоте. При равномерной нагрузке на балку эта область может быть определена

$$a = l\sqrt{1-\frac{1}{c_1}\frac{h}{h_{ст}}}. \qquad (7.39)$$

Расстояние между поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2h_0$ при $\bar{\lambda}_{ст}>3{,}2$ и $2{,}5\,h_0$ при $\bar{\lambda}_{ст}\leqslant 3{,}2$. Допускается превышать указанные расстояния до $3\,h_0$ при условии проверки общей устойчивости балки и местной устойчивости стенки по соответствующим формулам. Ребра жесткости, как правило, следует располагать с одной стороны балки, шириной не менее $b_р=h_0/24+50$ мм.

Односторонние ребра жесткости, расположенные в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки (например, поэтажное сопряжение балок), следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0{,}65\ t_{ст}\sqrt{E/R}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки. В отдельных случаях

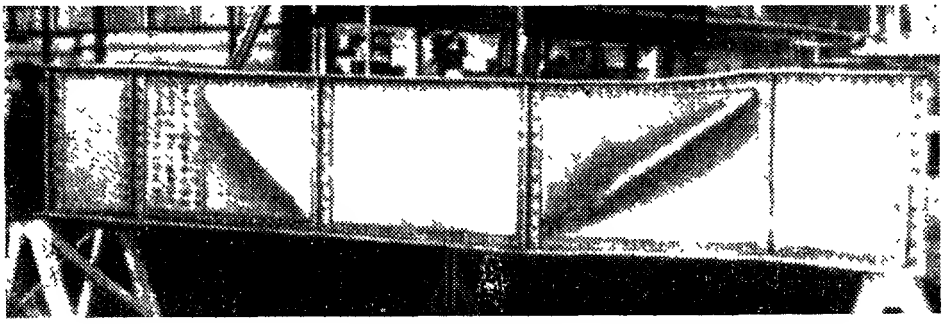


Рис. 7.17. Потеря местной устойчивости стенкой балки

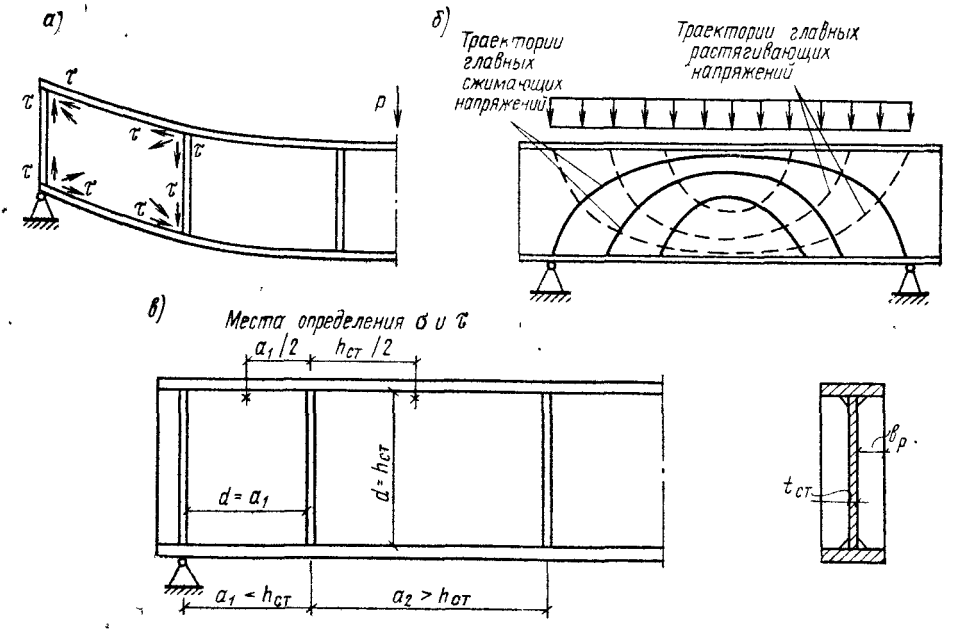


Рис. 7.18. Потеря местной устойчивости стенкой балки от действия нормальных и касательных напряжений

а — действие касательных напряжений, *б* — траектории действия главных напряжений, *в* — места определения напряжений для проверки устойчивости стенки

допускается применение парных ребер жесткости (например, при примыкании второстепенных балок к главной сбоку). В этом случае ширина каждого из парных симметричных ребер жесткости должна быть не менее $b_p = h_0/30 + 40$ мм. Толщина ребер должна быть не менее $t_p = 2b_p\sqrt{R/E}$.

Ребра жесткости следует приваривать в стенке сплошными односторонними швами минимальной толщины, не доводя их на 40—50 мм до поясных швов с целью уменьшения воздействия зон термического влияния швов.

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания стенки, увеличивает критическое касательное напряжение, определяемое по формуле

$$\tau_{кр} = 10{,}3\,(1 + 0{,}76/\mu^2)\,R_{ср}/\bar{\lambda}^2_{усл}, \qquad (7.40)$$

где μ — отношение большей стороны a или h (рис 7 18, *в*) к меньшей d, $t_{ст}$ — толщина стенки, $\bar{\lambda}_{усл} = (d/t_{ст})\sqrt{R/E}$.

Постановка поперечных ребер жесткости на максимально допустимых нормами расстояниях $a_{max}=2h_0$, т. е. $\mu=2$, увеличивает критическое напряжение до $\tau_{кр}=12{,}26\ R_{ср}/\bar{\lambda}^2_{усл}$, а условную гибкость стенки, при которой потеря устойчивости стенки не опасна, до $\bar{\lambda}_{усл}=3{,}5$. Учитывая это, нормами разрешается не проверять устойчивость стенок балок с поперечными ребрами жесткости:

для балок с двусторонними поясными швами при отсутствии местной нагрузки на пояс балки при

$$\bar{\lambda}_{ст} \leqslant 3{,}5; \tag{7.41}$$

для таких же балок, но с односторонними поясными швами при

$$\bar{\lambda}_{ст} \leqslant 3.2; \tag{7.42}$$

для балок с двусторонними поясными швами и местной нагрузкой на пояс при

$$\bar{\lambda}_{ст} \leqslant 2{,}5. \tag{7.43}$$

При определении гибкости стенки $h_0/t_{ст}$ в балках с поясными соединениями на заклепках или болтах за расчетную высоту стенки h_0 следует принимать расстояние между внутренними рисками поясных уголков.

Потеря устойчивости стенки балок симметричного сечения от действия нормальных напряжений. Ближе к середине балки влияние касательных напряжений на стенку незначительно, здесь стенка подвергается главным образом воздействию нормальных напряжений от изгиба балки, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Выпучиваясь, стенка образует в сжатой зоне балки волны, перпендикулярные оси балки. Поперечные ребра не могут оказать существенного влияния на выпучивание стенки, так как длина волн выпучивания небольшая (длина полуволны $\sim 0{,}7\ h$), а их направление параллельно поперечным ребрам жесткости, и стенка все равно будет выпучиваться между ними. Поэтому для борьбы с потерей устойчивости стенки от действия нормальных напряжений рекомендуется ставить продольные ребра жесткости, пересекающие волны выпучивания и увеличивающие критические напряжения. Значение критических нормальных напряжений зависит от закона распределения приложенных к кромкам прямоугольной пластинки-стенки нормальных напряжений (см. гл. 3), характеризуемого коэффициентом α; степени защемления стенки в поясах балки, характеризуемой коэффициентом δ; случайных искривлений стенки

$$\alpha = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_{max},$$

где σ_{max} — наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки; σ_{min} — краевое напряжение на противоположной стороне стенки, взятое со своим знаком.

Влияние «полноты» эпюры сжимающих напряжений, выражаемое коэффициентом α, хорошо видно по изменению коэффициента k в формуле (7.34). Значения коэффициента k для стенки балки приведены в табл. 7.3, из которой видно, что чем больше «полнота» и меньше α, тем меньше критического напряжения.

Степень упругого защемления стенки в поясах δ определяется по формуле

$$\delta = \beta \frac{b_п}{h_0} \left(\frac{t_п}{t_{ст}}\right)^3, \tag{7.44}$$

где β — для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки $\beta=\infty$ и прочих случаях $\beta=0{,}8$, $b_п$ и $t_п$ — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

В результате после подстановки в формулу (7.34) всех параметров, критическое напряжение в стенке изгибаемой балки $\sigma_{кр}$ будет иметь вид

$$\sigma_{кр} = \frac{c_{кр} R}{\bar{\lambda}'_{ст}}, \tag{7.45}$$

Таблица 7.3. Значения коэффициента k в формуле (7.34) для стенки балки

Коэффициент	Схема эпюры σ стенки балки упруго защемленной в поясах		
	Сжатие	*Сжатие + изгиб*	*Изгиб*
α	0	1	2
k	10	21	$c_{кр}$ — сварные балки (табл. 7.4), 33,3 — клепаные балки и с соединениями на высокопрочных болтах

где $c_{кр}$ для сварных балок симметричного сечения принимается по табл. 7.4, а для балок с поясными соединениями на заклепках и высокопрочных болтах $c_{кр}=33{,}3$.

Приравнивая критическое напряжение с минимальным коэффициентом защемления стенки поясами, определенное по формуле (7.45), расчетному сопротивлению, получим условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_{ст}=5{,}5$, при которой потеря устойчивости стенки от действия только нормальных напряжений (в зоне чистого изгиба балки) будет происходить одновременно с расчетной потерей прочности балки.

Таким образом, только при соотношениях размеров стенки $h_0/t_{ст} \geqslant 5{,}5\sqrt{E/R}$ потеря устойчивости от действия одних нормальных напряжений становится возможной. Стенки таких балок наряду с поперечными ребрами жесткости рекомендуется укреплять дополнительными продольными ребрами жесткости, располагая их в сжатой зоне стенки.

Потеря устойчивости стенки балки от совместного действия нормальных и касательных напряжений. В балках нормальные и касательные напряжения обычно действуют одновременно, и потому потеря устойчивости может произойти от их совместного действия. Очевидно, критические напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений будут меньше, чем от действия одного из них. Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости стенок балок.

1. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости при отсутствии местного сминающего стенку напряжения и $\bar{\lambda}_{ст}<6$. Такая проверка производится при $\bar{\lambda}_{ст} \geqslant 3{,}2$ в балках с односторонними поясными швами и $\bar{\lambda}_{ст} \geqslant 3{,}5$ в балках с двусторонними швами.

Фактические напряжения σ и τ в целях обеспечения необходимой безопасности не должны превышать критических, т. е. $\sigma \leqslant \sigma_{кр}^{\tau}$ и $\tau \leqslant \tau_{кр}^{\sigma}$.

Основываясь на этом, получим формулу (см. гл. 3, § 3) проверки устойчивости стенки

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр})^2+(\tau/\tau_{кр})^2} \leqslant \gamma, \qquad (7.46)$$

где $\sigma_{кр}$ и $\tau_{кр}$ — критические нормальные и касательные напряжения, получаемые по формулам (7.45) и (7.40); σ и τ — действующие нормальные и касательные напряжения, определяемые по формулам $\sigma=\frac{M}{W}\frac{h_{ст}}{h}$ и $\tau \frac{Q}{h_{ст}t_{ст}}$. Здесь M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина

Таблица 7.4. Значения коэффициента $c_{кр}$ для стенок балок

δ	≤0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥30
$c_{кр}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

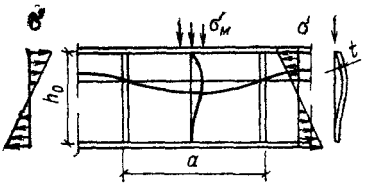


Рис 7 19 Потеря устойчивости стенкой балки от действия местного давления

отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека (см рис 7 18, *в*)

2 Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости при наличии местного напряжения $\sigma_м \neq 0$ В этом случае проверку устойчивости стенки балки следует производить при условии, если $\bar{\lambda}_{ст} > 2{,}5$.

Сама проверка производится по формуле (7 47)

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр} + \sigma_м/\sigma_{м\,кр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} \leqslant \gamma. \qquad (7.47)$$

В ней значения нормальных σ, касательных τ и касательных критических $\tau_{кр}$ напряжений, а также коэффициента условий работы γ определяют так же, как в формуле (7 46), а местное напряжение $\sigma_м$ — по формуле (7 31). Потеря устойчивости от действия местных напряжений весьма похожа на потерю устойчивости от действия нормальных напряжений (рис 7 19) Их критические значения сильно зависят от расстояния между ребрами жесткости и отношения между ними, потому СНиП рассматривает три возможных случая определения критических нормальных и местных напряжений

а) при частом расположении ребер жесткости, при $a/h_0 \leqslant 0{,}8$ стенка между ребрами может выпучиваться только по одной полуволне (см рис. 7.19). В этом случае значение $\sigma_{кр}$ определяют по формуле (7.45), так же как и при отсутствии местных напряжений Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяют по формуле

$$\sigma_{м\,кр} = c_1 R/\bar{\lambda}_a^2, \qquad (7.48)$$

где $\bar{\lambda}_a = (a/t_{ст})\sqrt{R/E}$, c_1 — коэффициент принимаемый по табл 7 5 в зависимости от δ, определяемого по формуле (7 44), и отношения a/h_0 Для балок на высокопрочных болтах принимают $\delta = 10$,

б) при более редком расположении ребер жесткости при $a/h_0 > 0{,}8$ и отношении $\sigma_м/\sigma$ больше значений, указанных в табл 7 6, выпучивание стенки балки может произойти по одной полуволне по длине пластинки, так же как и при $a/h_0 < 0{,}8$, но критические нормальные напряжения $\sigma_{кр}$ будут больше, чем при отсутствии местных напряжений, так как потерю устойчивости стенки будут в большей мере определять местные напряжения. В этом случае критические напряжения определяются

$$\sigma_{кр} = c_2 R/\bar{\lambda}_{ст}^2, \qquad (7.49)$$

где c_2 — коэффициент, определяемый по табл 7 7.

Критические местные напряжения определяют по формуле (7 48), в которой при $a/h_0 > 2$ следует принимать $a = 2h_0$,

в) при редком расположении ребер жесткости при $a/h_0 > 0{,}8$ и отношении $\sigma_м/\sigma$ не более значений, указанных в табл 7 6, выпучивание стенки балки может произойти по двум полуволнам по длине пластинки.

Таблица 7.5. Значения коэффициента c_1 для стенок балок

δ	Значения c_1 для сварных балок при a/h_0, равном								
	≤0,5	0,6	0,8	1 0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥2,0
≤1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

В этом случае $\sigma_{кр}$ определяют по формуле (7.45), а $\sigma_{м\,кр}$ — по формуле (7.48), но с подстановкой $a/2$ вместо a в формулу (7.48) и табл. 7.5. Во всех случаях $\tau_{кр}$ следует вычислять по действительным размерам отсека.

3. Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных поперечными и одним продольным ребрами жесткости. В балках большой высоты с тонкой стенкой при соотношении $\bar{\lambda}_{ст} \geqslant 5{,}5$ для обеспечения устойчивости стенки рационально помимо поперечных ребер жесткости ставить продольное ребро, опирающееся на поперечные и располагаемое на расстоянии $h_1 = (0{,}2...0{,}3)\,h_0$ от сжатой кромки отсека (рис. 7.20). Наличие продольного ребра, разбивающего стенку по высоте на две части, устойчивость которых проверяется раздельно, существенно улучшает устойчивость стенки за счет уменьшения гибкости ее отдельных частей. Это ребро, так же как и ребра поперечные, может состоять из одного или двух ребер, располагаемых по обе стороны стенки. Продольное ребро ставят обычно в средних отсеках балки, в зоне больших значений изгибающих моментов и соответственно больших нормальных напряжений. Размеры ребер назначают такими, как и в балках без продольного ребра, но при этом их моменты инерции должны быть для поперечных ребер $I_р \geqslant 3h_0t_{ст}^3$, для продольного ребра при $h_1/h_0 = 0{,}3$ $I_{р\,пр} \geqslant 1{,}5h_0t_{ст}^3$. Продольное ребро делит стенку на верхнюю и нижнюю пластинки, устойчивость которых проверяют раздельно.

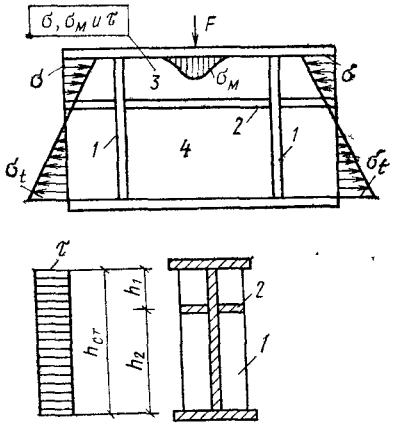


Рис. 7.20. Схема балки, укрепленной основными поперечными и одним продольным ребрами жесткости

1 — поперечные *2* — продольные ребра жесткости *3* — пластинка у сжатого пояса, *4* — пластинка у растянутого пояса

Верхняя пластинка, имеющая размер по высоте $(0{,}2—0{,}3)\,h_0$ и расположенная между сжатым поясом и продольным ребром, находится в условиях неравномерного сжатия, очень неблагоприятных для местной устойчивости (см. табл. 7.3), но благодаря малой высоте имеет малую гибкость стенки и за счет этого достаточно большие критические напряжения.

Проверка устойчивости этой пластины производится по формуле

$$\sigma/\sigma_{кр\,1} + \sigma_м/\sigma_{м.кр} + (\tau/\tau_{кр\,1})^2 \leqslant \gamma, \qquad (7.50)$$

где σ, $\sigma_м$, τ и γ определяются так же, как в формуле (7.47), $\tau_{кр\,1}$ определяют по формуле (7.40) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки

При отсутствии местных напряжений $\sigma_м = 0$ критические нормальные напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{кр\,1} = \frac{4{,}76}{1 - h_1/h_0} \cdot \frac{R}{\bar{\lambda}_1^2}, \qquad (7.51)$$

где $\bar{\lambda}_1 = (h_1/t_{ст})\sqrt{R/E}$.

При действии местных напряжений на сжатый пояс балки $\sigma_м \neq 0$ критические напряжения определяют:

$$\sigma_{кр.1} = \frac{1{,}19\psi}{1 - h_1/h_0} \frac{R}{\bar{\lambda}_1^2}; \qquad (7.52)$$

$$\sigma_{м\,кр\,1} = (1{,}24 + 0{,}476\mu_1)\,\psi \frac{R}{\bar{\lambda}_a^2}, \qquad (7.53)$$

где $\psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2$, $\mu_1 = a/h_1$; $\bar{\lambda}_a = (a/t_{ст})\sqrt{R/E}$ Если $\mu_1 > 2$, то при вычислении $\sigma_{кр\,1}$ и $\sigma_{м\,кр\,1}$ следует принимать $a = 2h_1$.

Таблица 7.6 Предельные значения $\sigma_м/\sigma$ для стенок балок

Балки	δ	Предельные значения $\sigma_м/\sigma$ при a/h_0, равном							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥2,0
Сварные	≤ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	≥ 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных болтах	—	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Нижняя пластинка, имеющая размер по высоте $(0,8—0,7)h_0$, расположена между продольным ребром и растянутым поясом. Эпюра нормальных напряжений в ней соответствует изгибу с растяжением, а местные напряжения составляют лишь 40 % от напряжений, действующих на верхний пояс балки, за счет распределения их верхней пластиной на большую длину вдоль балки. Уменьшенная высота пластины, по сравнению с полной высотой стенки балки, увеличенная зона растягивающих напряжений и уменьшенные местные напряжения создают благоприятные условия для ее местной устойчивости. Проверка этой пластины производится по формуле

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_0)}{\sigma_{кр.2}}+\frac{\sigma_{м.2}}{\sigma_{м.кр.2}}\right]^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{кр.2}}\right)^2}\leqslant\gamma, \qquad (7.54)$$

где

$$\sigma_{кр.2}=\frac{5,43}{(0,5-h_1/h_0)^2}\,\frac{R}{\bar{\lambda}^2_{ст}}; \qquad (7.55)$$

$\sigma_{м\,кр\,2}$ — следует определять по формуле (7.48) и табл. 7.5 при $\delta=0,8$, заменяя значение a/h_0 значением $a/(h_0-h_1)$; $\tau_{кр\,2}$ — следует определять по формуле (7.40) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластины: $\sigma_{м\,2}=0,4\sigma_м$ при приложении нагрузки к сжатому поясу; $\sigma_{м\,2}=\sigma_м$ при приложении нагрузки к растянутому поясу.

При наличии часто расположенных местных нагрузок на сжатый пояс балки, а также при необеспечении местной устойчивости верхней пластины сварной балки, имеющей продольное ребро жесткости, возможно укрепление сжатой зоны стенки балки постановкой коротких промежуточных вертикальных ребер жесткости, привариваемых к продольному ребру (рис. 7.21). В этом случае при проверке верхней сжатой пластинки расстояние a заменяют на расстояние между осями соседних ребер (a_1) и все расчеты устойчивости для верхней и нижней пластин производятся по тем же формулам, что и для балок без коротких ребер.

Проверка устойчивости стенок балок асимметричного сечения имеет свои особенности и производится по СНиП.

Пример 7.6. Требуется проверить местную устойчивость сжатого пояса и стенки сварной балки прим. 7.4.

1. Проверка устойчивости сжатого пояса производится в месте максимальных нормальных напряжений в нем — в середине пролета балки, где возможны пластические

Таблица 7.7. Значения коэффициента c_2 для стенок

a/h_0	≤0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	≥2,0
c_2	По табл. 7.4, т. е. $c_2=c_{кр}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Рис. 7.21. Схема балки, укрепленной поперечными, одним продольным, а также короткими ребрами жесткости

1 — поперечные; *2* — продольные ребра жесткости; *3* — пластинка у сжатого пояса, *4* — пластинка у растянутого пояса; *5* — короткие ребра

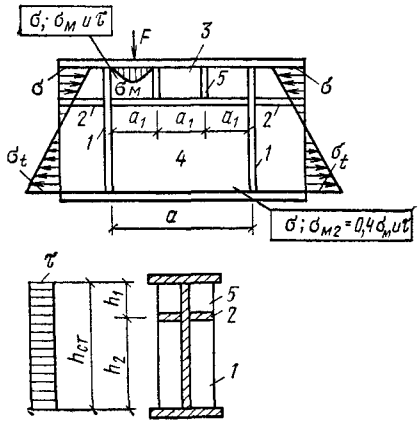
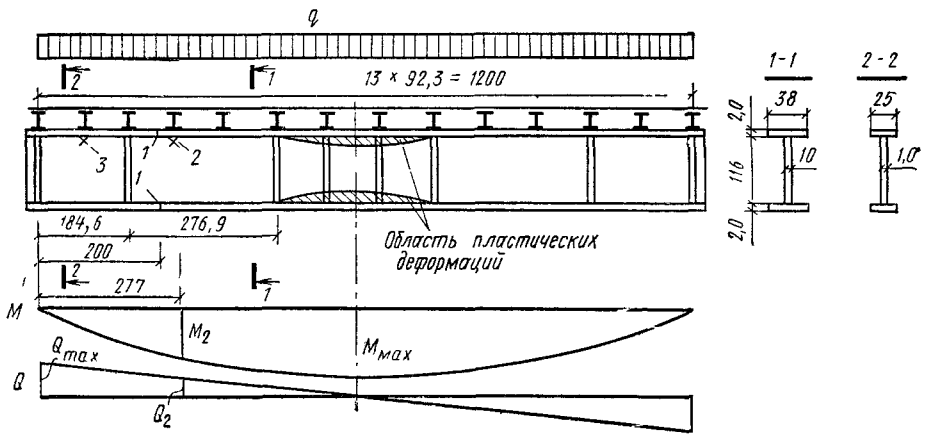


Рис. 7.22. К примерам 7.6 и 7.7

1 — место изменения сечения пояса; *2* — место проверки местной устойчивости стенки; *3* — место проверки поясного шва



деформации. Проверку ведем по формуле (7.35а). Рассчитываем $h_0/t_{ст}=118/1=$ $=118>2,7\sqrt{E/R}=80,80$; $\frac{b_{св}}{t_п}=\frac{38-1}{2\ 2}=9,25<0,11\frac{h_0}{t_{ст}}=0,11\frac{11}{1}=12,98<0,5\sqrt{E/R}=$ $=14,96$ Проверка показала, что местная устойчивость пояса обеспечена.

2. Проверяем устойчивость стенки. Первоначально определяем необходимость постановки ребер жесткости по формуле (7.38) $\bar{\lambda}_{ст}=\frac{h_{ст}}{t_{ст}}\sqrt{\frac{R}{E}}=(116/1)\times\sqrt{\frac{23}{2,06\cdot10^4}}=$ $=3,87>2,2$, т. е. вертикальные ребра жесткости необходимы. Кроме того, в зоне учета пластических деформаций необходима постановка ребер жесткости под каждой балкой настила, так как местные напряжения в стенке в этой зоне недопустимы. Определяем длину зоны использования пластических деформаций в стенке по формуле (7.39):

$$a=l\sqrt{1-\frac{1}{c_1}\cdot\frac{h}{h_{ст}}}=1200\sqrt{1-\frac{1}{1,1}\ \frac{120}{116}}=273,6\ \text{см}.$$

Расстановку вертикальных ребер жесткости принимаем по рис. 7.22. По формуле (7.43) устанавливаем необходимость проверки устойчивости стенки. Расчет $\bar{\lambda}_{ст}=3,87>2,5$ показал, что проверку устойчивости стенки следует производить.

Проверяем отсек «а». В соответствии с расшифровкой к формуле (7.46) определяем средние значения M и Q в сечении 2—2 на расстоянии $x=277$ см от опоры (под балкой настила), что почти совпадает с рекомендацией расстояния в $h_0/2$ от края отсека:

$$M_2\,[qx\,(l-x)]/2=[153\cdot2,77\,(12-2,77)]/2=1956\ \text{кН}\cdot\text{м}=195\,600\ \text{кН}\cdot\text{см};$$

$$Q_2=q\,(l/2-x)=153\left(\frac{12}{2}-2,77\right)=494\ \text{кН}.$$

Определяем действующие напряжения

$$\sigma=\frac{M_2}{W}\ \frac{h_{ст}}{h}=\frac{195\,600\cdot116}{10\,986\cdot120}=17,21\ \text{кН/см}^2,$$

где W принимается из прим 7 3;

$$\tau = \frac{Q_2}{h_{ст}\, t_{ст}} = \frac{494}{116\ 1} = 4{,}26\ кН/см^2;$$

$$\sigma_м = 7{,}8\ кН/см^2\ (см.\ прим.\ 7.5).$$

Определяем критические напряжения.

По формуле (7 40) находим

$$\tau_{кр} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{\mu^2}\right)\frac{R_{ср}}{\bar{\lambda}^2_{усл}} = 10{,}3\left(1 + \frac{0{,}76}{2{,}38^2}\right)\frac{13{,}5}{3{,}87} = 10{,}66\ кН/см^2,$$

где $h_0 = h_{ст}$; $\bar{\lambda}_{усл} = \bar{\lambda}_{ст} = 3{,}87$; $\mu = \frac{a}{h_0} = \frac{276{,}9}{116} = 2{,}38$, $R_{ср} = 13{,}5\ кН/см^2$

Размеры отсека $a/h_0 = \mu = 2{,}38$ и $\sigma_м/\sigma = \frac{7{,}8}{17{,}21} = 0{,}45$ По формуле (7 44) определяем

$$\delta = \beta\frac{b_п}{h_0}\left(\frac{t_п}{t_{ст}}\right)^3 = 0{,}8\frac{38}{116}\left(\frac{2}{1}\right)^3 = 2{,}11.$$

По табл 7 6 при $\delta = 2{,}11$ и $a/h_0 = 2{,}38$ предельное значение $\sigma_м/\sigma = 0{,}817$. Расчетное значение $\sigma_м/\sigma = 0{,}45 < 0{,}817$, поэтому $\sigma_{кр}$ определяем по формуле (7 45).

$$\sigma_{кр} = \frac{c_{кр} R}{\bar{\lambda}^2_{ст}} = \frac{33{,}37\ 23}{3{,}87^2} = 52{,}05\ кН/см^2,$$

где $c_{кр} = 33{,}37$ получено по табл 7 4 при $\delta = 2{,}11$.

По формуле (7 48) определяем $\sigma_{м\ кр}$, подставляя в нее из табл. 7.5 значение $a/2$ вместо a.

$$\sigma_{м\ кр} = \frac{c_1 R}{\bar{\lambda}^2_a} = \frac{25{,}83 \cdot 23}{4{,}62^2} = 27{,}83\ кН/см^2,$$

$$где\ \bar{\lambda}_a = \frac{a}{2t_{ст}}\sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{276{,}9}{2 \cdot 1}\sqrt{\frac{23}{2{,}06 \cdot 10^4}} = 4{,}62;\quad c_1 = 25{,}83;$$

по табл 7 5 при $\delta = 2{,}11$, $a/2h_{ст} = \frac{276{,}9}{2 \cdot 116} = 1{,}2$. Теперь подставляем все значения в формулу (7 47).

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр} + \sigma_м/\sigma_{м.кр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} = \sqrt{(17{,}21/52{,}05 + 7{,}8/27{,}83)^2 + (4{,}26/10{,}66)^2} = 0{,}728 < \gamma = 1.$$

Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена и постановка ребер жесткости на расстоянии $a = 276{,}9$ см $> 2h_{ст} = 2 \times 116 = 232$ см возможна.

§ 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК

1. Соединение поясов балки со стенкой

Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляют в сварных балках поясными швами, в клепаных и болтовых — поясными заклепками или болтами (рис. 7.23).

При изгибе балки это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки балки (рис. 7.23, *а*), который был бы при раздельной самостоятельной работе элементов балки на изгиб. Такое соединение поясов со стенкой превращает все сечение в монолитно работающее. В сварных балках, работающих без учета пластических деформаций, при хорошей обеспеченности местной устойчивости стенки, когда значения левой части формул (7.46), (7 47), (7.50), (7.54) не превышают $0{,}9\gamma$, возможно применение односторонних поясных швов. В балках, работающих с учетом пластических деформаций, применение односторонних поясных швов не допускается.

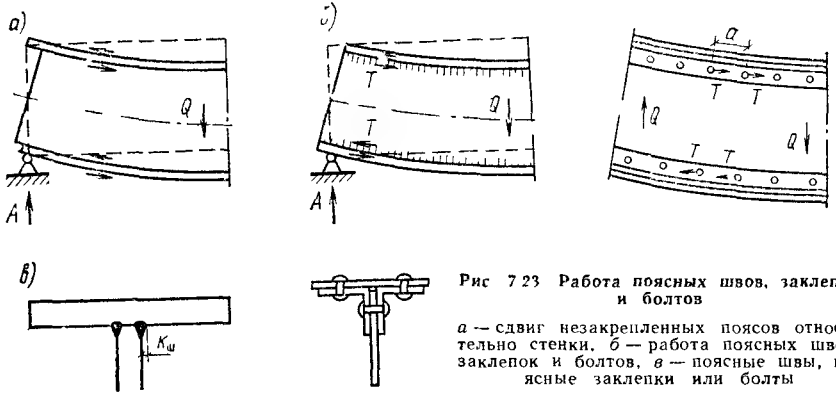


Рис 7 23 Работа поясных швов, заклепок и болтов

а — сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки, *б* — работа поясных швов, заклепок и болтов, *в* — поясные швы, поясные заклепки или болты

Расчет соединений ведется на силу сдвига пояса относительно стенки (рис. 7.23, *б*). В сварных балках сдвигающую силу T, приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения

$$T = \tau t_{ст} = \frac{QS_п}{I},$$

где Q — расчетная поперечная сила, $S_п$ — статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки, I — момент инерции сечения балки

Сдвигающая сила стремится срезать поясные швы, а потому сопротивление этих швов срезу должно быть не меньше силы T:

$$T \leqslant n\beta k_ш R_у^{св}.$$

Отсюда определяют требуемую толщину шва (рис. 7.23, *в*)

$$k_ш \geqslant \left(QS_п/I\right) / n\left(\beta R_у^{св}\right)_{min}, \qquad (7.56)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении балки; $n=1$ при односторонних швах, $n=2$ при двусторонних швах; $(\beta R_у^{св})_{min}$ — меньшее из произведений глубины проплавления на расчетное сопротивление, принимаемое по условному срезу шва или по срезу металла на границе сплавления шва (см. гл. 5 § 4).

При приложении сосредоточенной нагрузки через пояс балки в месте, не укрепленном ребром жесткости (например, поэтажное опирание второстепенных балок на главную, см. рис. 7.15), поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление, которое определяется по формуле, аналогичной (7.31), и проверка поясного шва должна производиться на равнодействующую сдвига и местного давления:

$$k_ш = \left[1/n\left(\beta R_у^{св}\right)_{min}\right]\sqrt{(QS_п/I)^2 + (F/l_м)^2}. \qquad (7.57)$$

Поясные швы следует делать сплошными, одинаковой наименьшей допустимой толщины по всей длине балки, применяя автоматическую сварку. Минимальные значения толщин поясных швов следует принимать по табл. 5.5.

Пример 7.7. Требуется рассчитать поясные швы сварной балки примера 7 3 Так как балка работает с учетом пластических деформаций, то швы выполняем двусторонние, автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Св—0,8 А По формуле (7.57) определяем толщину шва в сечении $x=92{,}3$ см (см. рис. 7 22), под первой от опоры балкой настила, где сдвигающая сила максимальна.

$$k_ш = \left[1/n\left(\beta R_у^{св}\right)_{min}\right]\sqrt{(QS_п/I)^2 + (F/l_м)^2} = (1/2\cdot 18{,}97)\times$$

$$\times\sqrt{(918\cdot 2950/478\,174)^2 + (136{,}56/17{,}5)^2} = 0{,}24 \text{ см}.$$

По табл 5 1 определяем $R_{уш}^{св} = 180$ МПа $= 18$ кН/см², а по прил 4 $R_{ус}^{св} = 165$ МПа $= 16{,}5$ кН/см²

По табл. 5 4 определяем $\beta_ш = 1{,}1$, $\beta_с = 1{,}15$ Далее определяем более опасное сечение шва.

$$\beta_ш R_{уш}^{св} = 1{,}1\cdot 18 = 19{,}8 \text{ кН/см}^2 > \beta_с R_{ус}^{св} = 1{,}15\cdot 16{,}5 = 18{,}97 \text{ кН/см}^2.$$

Значения Q, I, F, $l_м$ берем из примера 7.5.

$$S_п = b_1 t_п \frac{h_0}{2} = 25 \cdot 2 \cdot 118/2 = 2950 \text{ см}^3.$$

Принимаем по табл. 5.5 минимально допустимый при толщине пояса $t_п = 20$ мм шов $k_ш = 7$ мм, что больше получившегося по расчету $k_ш = 2{,}4$ мм.

В балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах или заклепках сдвигу поясов препятствуют поясные болты или заклепки. Сдвигающая сила, действующая на каждый болт, собирается с расстояния между ними a, называемого шагом болтов. Эта сила не должна превышать возможного сопротивления болта

$$Ta \leqslant Q^{вб}.$$

Отсюда легко определить шаг поясных болтов

$$a = Q^{вб}/T = Q^{вб}\, I/QS_п, \qquad (7.57а)$$

где $Q^{вб}$ — расчетное двигающее усилие, воспринимаемое одним болтом, имеющим 2 плоскости трения, определяемое по формуле (6.4); Q — расчетная поперечная сила балки; $S_п$ — статический момент пояса балки.

Шаг поясных болтов принимается по возможности максимальным, но не более 12 d или 18 t (из условия предотвращения расслоения соединяемого пакета). Шаг болтов, прикрепляющих поясные листы к уголкам, из-за меньшего значения $S_п$ получается по расчету большим, но из удобства изготовления его обычно устанавливают одинаковым с шагом болтов, прикрепляющих уголки к стенке.

2. Стыки балок

Различают два типа стыков балок: заводские и монтажные (укрупнительные).

Заводские стыки представляют собой соединения отдельных частей какого-либо элемента балки (стенки, пояса), выполняемые из-за недостаточной длины имеющегося проката. Их расположение обусловлено длиной проката или конструктивными соображениями (стык стенки не должен совпадать с местом примыкания вспомогательных балок, с ребрами жесткости и т. п.). Чтобы ослабление сечения балки заводским стыком было не слишком велико, стыки отдельных элементов обычно располагают в разных местах по длине балки, т. е. вразбежку.

Монтажные стыки выполняются при монтаже, они необходимы тогда, когда масса или размеры балки не позволяют перевезти и смонтировать ее целиком. Расположение их должно предусматривать членение балки на отдельные отправочные элементы, по возможности одинаковые (в разрезной балке стык располагают в середине пролета или симметрично относительно середины балки), удовлетворяющие требованиям транспортирования и монтажа наиболее распространенными средствами.

В монтажных стыках удобно все элементы балки соединять в одном сечении. Такой стык называется *универсальным*.

Стыки прокатных балок (заводские и монтажные) выполняют, как правило, сварными. Возможные конструктивные решения их показаны на рис. 7.24.

Наиболее просто и удобно непосредственное соединение балок встык (рис. 7.24, *а*). Чтобы уменьшить усадочные сварочные напряжения, необходимо варить стык быстрее; чтобы охлаждение шло более равномерно, следует начинать варить с менее жесткого элемента — стенки. Однако при ручной сварке такого стыка с применением обычных способов контроля сварки растянутый пояс балки в стыке будет иметь меньшую прочность, чем вне стыка, так как расчетное сопротивление сварного шва встык на растяжение меньше расчетного сопротивления основного металла

$$M^{св}_{стыка} = M_{max} R^{св}/R \approx 0{,}85 M_{max}.$$

При необходимости устройства стыка в сечении, где действует бо́льший изгибающий момент, делают прямое соединение балок встык, а полки усиливают накладками (рис. 7.24, *б*). Изгибающий момент в та-

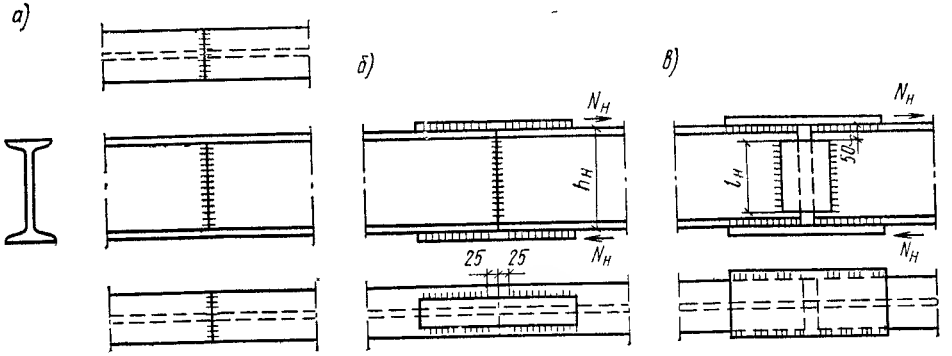


Рис. 7.24. Стыки прокатных балок

а — встык; *б* — встык с накладками; *в* — только накладками

ком стыке воспринимается швами и накладками. Расчет момента производится по формуле

$$M = WR^{св} + N_н h_н,$$

где W — момент сопротивления сечения балки; $N_н$ — усилие в накладке; $h_н$ — расстояние между осями накладок.

Отсюда определяем расчетное усилие в накладке

$$N_н = (M - WR^{св})/h_н, \tag{7.58}$$

затем площадь поперечного сечения накладки

$$A_н = N_н/R^{св}. \tag{7.59}$$

Угловые швы, прикрепляющие накладку к балке, должны быть рассчитаны на усилие в накладке. Чтобы уменьшить сварочные напряжения, эти швы не доводят до оси стыка на 25 мм с каждой стороны.

При изготовлении конструкций в полевых мастерских, когда трудно обработать торцы балок под сварку, можно осуществить стык только с помощью накладок (см. рис. 7.24, *в*). Однако из-за большой концентрации напряжений в таком стыке применять его можно в конструкциях, работающих только на статическую нагрузку и при положительных температурах.

Почти весь изгибающий момент в этом стыке передается через поясные накладки, а поперечная сила — через парные накладки на стенке. Учитывая это, производят расчет усилия и площади поперечного сечения в накладке по формулам

$$N_н = M/h_н \text{ и } A_н = N_н/R. \tag{7.60}$$

Накладки на стенку конструктивно принимают шириной 100—150 мм, толщиной, приблизительно равной толщине стенки, и высотой, равной высоте прямолинейного участка стенки (до закруглений около полок).

Угловые швы, прикрепляющие накладки к стенке, следует проверять на действие поперечной силы

$$\tau = Q/2\beta k_ш l_ш \leqslant R_у^{св}. \tag{7.61}$$

Стыки составных сварных балок. Заводские стыки поясов и стенки составных сварных балок осуществляют соединением листов до сборки их в балку (рис. 7.25, *а*). Основным типом сварных соединений листов является соединение встык. Стык растянутого пояса, если он расположен в зоне балки, где напряжения в поясе превышают расчетное сопротивление сварного шва на растяжение, устраивают косым или свариваю автоматической сваркой, выводя начало и конец шва на технологические планки. Такое усложнение производства часто делает более целесообразным перенос прямого заводского стыкового шва в то место балки, где напряжения в поясе не превышают расчетного сопротивле-

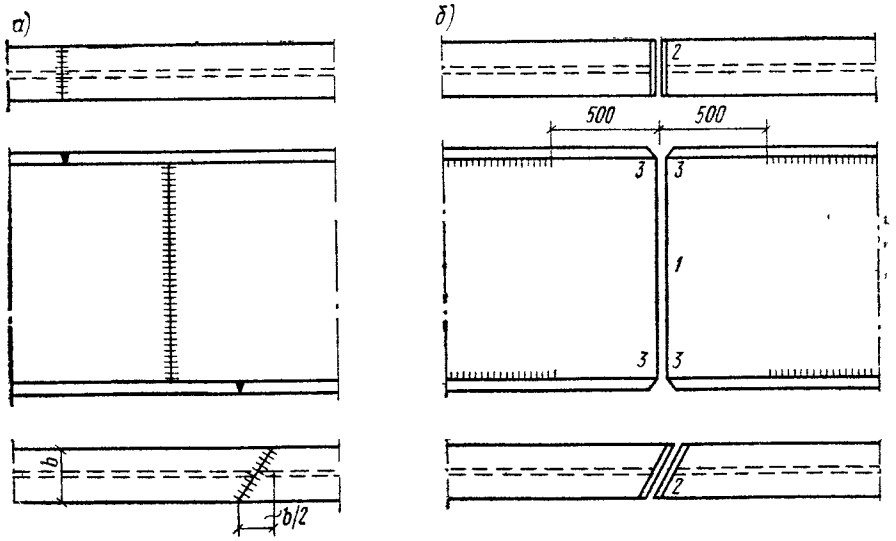


Рис. 7.25. Стыки составных сварных балок

а — заводской; *б* — монтажный

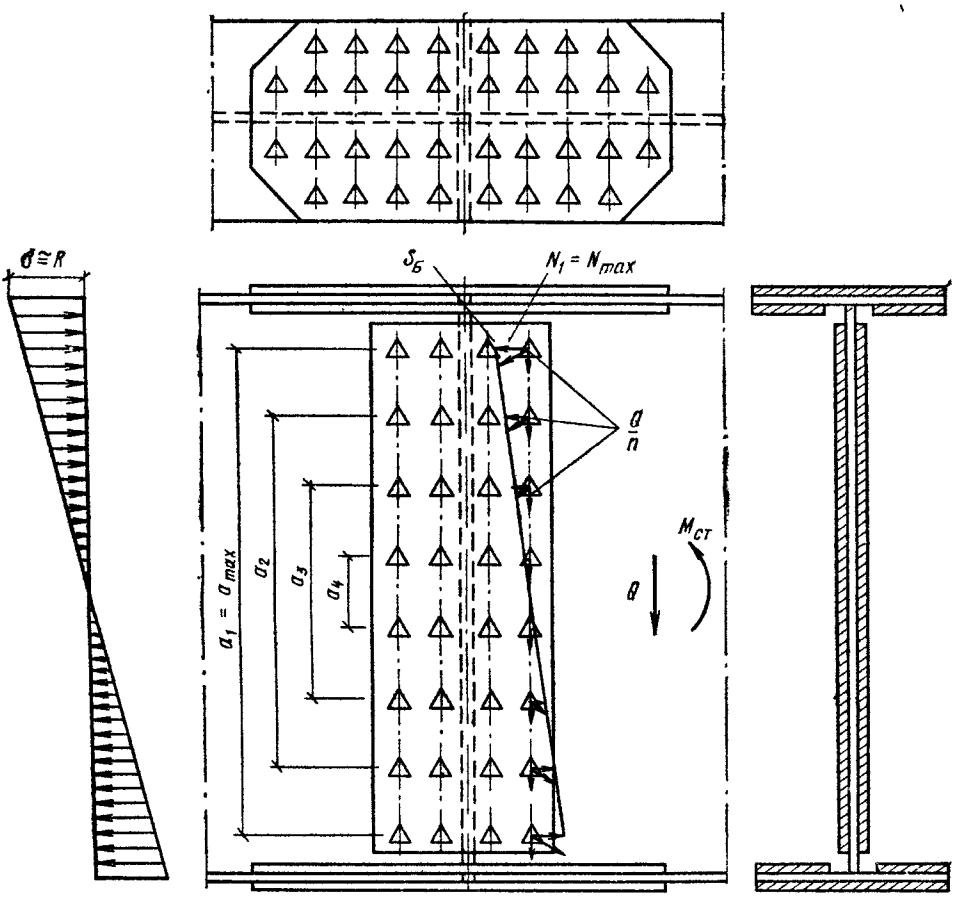


Рис. 7.26. Монтажный стык сварной балки на высокопрочных болтах

ния сварного шва на растяжение. Заводские стыки сжатого пояса и стенки балки всегда делают прямыми.

На монтаже сжатый пояс и стенку всегда соединяют прямым швом встык, а растянутый пояс — косым швом под углом 60°, так как при

монтаже автоматическая сварка и повышенные способы контроля затруднены. Такой стык будет равнопрочен основному сечению балки и может не рассчитываться. Некоторым перенапряжением стенки вблизи растянутого пояса балки обычно пренебрегают, так как этот участок стенки расположен между двумя упруго работающими зонами балки, работает в условиях стесненной деформации и пластическое его разрушение невозможно. Применявшееся раньше усиление этого участка накладками, как показали исследования, приводит лишь к дополнительным сварочным напряжениям и не увеличивает несущей способности балки.

Чтобы уменьшить сварочные напряжения, сначала сваривают поперечные стыковые швы стенки *1* (см. рис. 7.25, *б*) и поясов *2*, имеющие наибольшую поперечную усадку. Оставленные не заваренными на заводе участки поясных швов длиной около 500 мм дают возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке швов *2*. Последним заваривают угловые швы *3*, имеющие небольшую продольную усадку.

Стыки составных балок на высокопрочных болтах В последнее время монтажные стыки сварных балок, чтобы избежать сварки при монтаже, иногда выполняют на высокопрочных болтах (рис. 7.26). В таких стыках каждый пояс балки желательно перекрывать тремя накладками с двух сторон, а стенку — двумя вертикальными накладками, площадь сечения которых должна быть не меньше площади сечения перекрываемого ими элемента. Ослабление сечения поясов балки учитывается при статических нагрузках, если площадь сечения нетто составляет меньше 85 % площади брутто $A_{нт} \leqslant 0{,}85A$; тогда принимается условная площадь сечения $A_{усл} = 1{,}18A_{нт}$; при динамических нагрузках $A_{нт}$ принимается независимо от величины ослабления.

Болты в стыке ставят на минимальных расстояниях друг от друга: $(2{,}5—3)d$ болта (при $d = 24$ мм удобно иметь шаг 80 мм), чтобы уменьшить размеры и массу стыковых накладок.

Расчет каждого элемента балки ведут раздельно, а изгибающий момент распределяют между поясами и стенкой пропорционально их жесткости. Тогда расчетное усилие в поясе может быть определено по формулам

$$M_п = MI_п/I \text{ и } N_п = M_п/h_0, \tag{7.62}$$

где M и I — соответственно полный расчетный изгибающий момент и момент инерции всего сечения в месте стыка балки; $I_п$ — момент инерции поясов балки; $h_0 = h_{ст} + t_п$ — расчетная высота поясов.

Количество болтов для прикрепления стыковых накладок к поясу балки

$$n = N_п/Q^{вб}, \tag{7.63}$$

где $Q^{вб}$ — расчетное сдвигающее усилие, могущее быть воспринятым одним высокопрочным болтом (см. формулу 6.4).

Это количество болтов ставят по каждую сторону от центра стыка. Момент, приходящийся на стенку, может быть найден по формуле

$$M_{ст} = MI_{ст}/I, \tag{7.64}$$

где $I_{ст}$ — момент инерции стенки балки.

Этот момент уравновешивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенные на стыковой полунакладке симметрично относительно нейтральной оси балки (см. рис. 7.26):

$$M_{ст} = \Sigma N_i a_i = m(N_1 a_1 + N_2 a_2 + N_3 a_3 + \ldots),$$

где m — число вертикальных рядов болтов на полунакладке.

Выражая все усилия N_i через максимальное усилие N_1

$$N_2 = N_1 a_2/a_1; \quad N_3 = N_1 a_3/a_1 \text{ и т. д.},$$

получим

$$M_{ст} = (mN_1/a_1)(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \ldots).$$

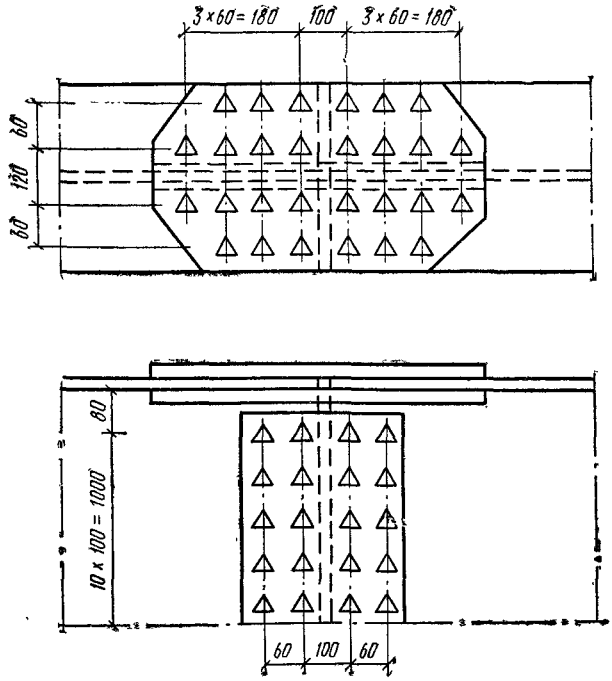


Рис. 7.27. Монтажный стык сварной балки примера 7.8

Отсюда максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее нагруженный болт, будет

$$N_{max} = M_{ст} \frac{a_{max}}{m\Sigma a_i^2} \leqslant Q^{вб}. \qquad (7.65)$$

Для упрощения расчета выражаем сумму Σa_i^2 через a_{max} и количество болтов в вертикальном ряду стыка — k:

$$\Sigma a_i^2 = a_{max}^2 \frac{k(k+1)}{6(k-1)} = a_{max}^2 \alpha.$$

Тогда формула (7.65) окончательно примет вид

$$N_{max} = \frac{M_{ст}}{m a_{max} \alpha} \leqslant Q^{вб}, \qquad (7.66)$$

где коэффициент α приведен в табл. 7.8.

Таблица 7.8. Коэффициенты стыка стенки балок

k	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

Кроме изгибающего балку момента в стыке может действовать поперечная сила Q, которая условно полностью передается на стенку и принимается распределенной равномерно на все болты, расположенные на полунакладке:

$$V = Q/n,$$

где n — число болтов на полунакладке.

Тогда на наиболее напряженные крайние болты будет действовать равнодействующая усилий от момента и поперечной силы, и они будут определять прочность стыка стенки:

$$S = \sqrt{N_{max}^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{ст}\, a_{max}}{m\Sigma a_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q}{n}\right)^2} \leqslant Q^{вб}. \qquad (7.67)$$

Пример 7.8. Требуется рассчитать монтажный стык сварной балки примера 7.3 на высокопрочных болтах.

Стык делаем в середине пролета балки, где $M=2754$ кН·м и $Q=0$, конструкция стыка представлена на рис. 7.27.

Стык осуществляем высокопрочными болтами $d=20$ мм из стали 40Х «селект», имеющей по табл. 6.2 $R_в^н=1100$ МПа$=110$ кН/см²; обработка поверхности газопламенная. Несущая способность болта, имеющего две плоскости трения, по формуле (6.4)

$$Q^{вб}=R_р^{вб}A_{нт}^{б}\left(\gamma_б\mu/\gamma_н\right)k=77\cdot 2{,}45\cdot 0{,}85\,\frac{0{,}42}{1{,}02}\cdot 2=132\text{ кН},$$

где $R_р^{вб}=0{,}7\ R_в^н=0{,}7\cdot 110=77$ кН/см², $A_{нт}^{б}=2{,}45$ см² (табл. 6.3); $\gamma_б=0{,}85$, так как разница в номинальных диаметрах отверстия и болта больше 1 мм; $\mu=0{,}42$ и $\gamma_н=1{,}02$ (табл. 6.4); принимая способ регулирования натяжения болта по углу закручивания, $k=2$ — две плоскости трения.

Стык поясов. Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками сечениями 380×12 мм и 2×160×12 мм, общей площадью сечения

$$A_н=1{,}2\,(38+2\cdot 16)=84\text{ см}^2>A_п=38\cdot 2=76\text{ см}^2.$$

Усилие в поясе определяем по формуле (7.62):

$$M_п=MI_п/I=2754\cdot 529\,112/659\,186=2210\text{ кН·м};$$

$$N_п=M_п/h_0=2210/1{,}18=1873\text{ кН},$$

где I, $I_п$ и h_0 взяты из примера 7.3.

Количество болтов для прикрепления накладок рассчитывается по формуле (7.63)

$$n=N_п/Q^{вб}=1873/132=14{,}19.$$

Принимаем 14 болтов и размещаем их согласно рис. 7.27.

Стык стенки. Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением 320×1100×8 мм.

Момент, действующий на стенку, определяем по формуле (7.64):

$$M_{ст}=MI_{ст}/I=2754\cdot 130\,074/659\,186=543\text{ кН·м}.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов

$$a_{max}=1160-2\cdot 80=1000\text{ мм}.$$

Из формулы (7.66) находим коэффициент стыка α

$$\alpha=M_{ст}/ma_{max}Q^{об}=54\,300/2\cdot 100\cdot 132=2{,}077.$$

Из табл. 7.8 находим количество рядов болтов по вертикали k при $\alpha=2{,}077$, $k=11$ и $\alpha=2{,}20>2{,}077$. Принимаем 11 рядов с шагом 100 мм. Проверяем стык стенки по формуле (7.65):

$$N_{max}=M_{ст}\frac{a_{max}}{m\Sigma a_i^2}=543\frac{1}{2\cdot 2{,}2}=123{,}4\text{ кН}<Q^{вб}=132\text{ кН},$$

где $\Sigma a_i^2=0{,}2^2+0{,}4^2+0{,}6^2+0{,}8^2+1{,}0^2=2{,}20$ м². Проверяем ослабление нижнего растянутого пояса отверстиями под болты $d_0=22$ мм (на 2 мм больше диаметра болта). Пояс ослаблен двумя отверстиями по краю стыка

$$A_{п.нт}=2{,}0\,(38-2\cdot 2{,}2)=67{,}2\text{ см}^2>0{,}85A_п=0{,}85\cdot 76=64{,}6\text{ см}^2.$$

Ослабление пояса можно не учитывать.

Проверяем ослабление накладок в середине стыка четырьмя отверстиями

$$A_{нт}^{накл}=84-4\cdot 2\cdot 1{,}2\cdot 2{,}2=62{,}88\text{ см}^2<0{,}85A_п=64{,}6\text{ см}^2.$$

Принимаем накладки толщиной 14 мм

$$A_{нт}^{накл}=1{,}4\,(38+2\cdot 16)-4\cdot 2\cdot 1{,}4\cdot 2{,}2=73{,}36\text{ см}^2>0{,}85A_п=64{,}6\text{ см}^2.$$

3. Опирания и сопряжения балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыканием сбоку к колонне. Такое соединение может быть или шарнирным, передающим только опорную реакцию балки, или жестким, передающим на колонну кроме опорной реакции еще и момент защемления балки в колонне. Шарнирное соединение широко применяется в большинстве балочных конструкций, жесткое — в каркасах многоэтажных зданий. Примеры опирания балок на колонны сверху показаны на рис. 7.28. Конец балки в месте опирания ее на опору укрепляют опорными ребрами, считая при этом, что вся опорная ре-

акция передается с балки на опору через эти ребра жесткости. Ребра жесткости для передачи опорной реакции надежно прикрепляют к стенке сварными швами, а торец ребер жесткости либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки (рис. 7.28, *а*), либо строгают для непосредственной передачи опорного давления на стальную колонну (рис. 7.28, *б*). Для правильной передачи давления на колонну (при конструктивном решении по рис. 7.28, *а*) центр опорной поверхности ребра надо совмещать с осью полки колонны.

Размер опорных ребер жесткости определяют обычно из расчета на смятие торца ребра

$$\sigma_р = F/A_р \leqslant R_{см.т}\gamma, \qquad (7.68)$$

где F — опорная реакция балки; $A_р$ — площадь смятия опорного ребра, в сварных балках принимается равной всей пристроганной части площади ребра; $R_{см\,т}$ — расчетное сопротивление стали смятию торцовой поверхности.

Ширина выступающей части ребра из условий его местной устойчивости не должна превышать $b_{ор} \leqslant 0{,}5\sqrt{E/R}$.

Выступающая вниз часть опорного ребра (рис. 7.28, *б*) не должна превышать $a \leqslant 1{,}5t_{ор}$ и обычно принимается 15—20 мм.

Помимо проверки на смятие торца опорного ребра производится также проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, включающего в площадь расчетного сечения опорные ребра и часть стенки балки шириной по $0{,}65t_{ст}\sqrt{E/R}$ в каждую сторону (на рис. 7.28, *а* эта площадь заштрихована) и длиной, равной высоте стенки балки:

$$\sigma - F/\varphi A \leqslant R\gamma,$$

где φ — коэффициент продольного изгиба стойки с гибкостью ($\lambda = h_{ст}/i_z$), определенной относительно оси z, совпадающей с профильной осью балки.

Прикрепление опорных ребер к стенке балки сварными швами должно быть рассчитано на полную опорную реакцию балки с учетом максимальной рабочей длины сварного шва. Шарнирное примыкание балок сбоку (рис. 7.28, *в*) по своему конструктивному оформлению, работе и расчету не отличается от опирания балок сверху по рис. 7.28, *б*.

Пример 7.9. Требуется рассчитать опорное ребро сварной балки примера 7.3. Опорная реакция балки $F = 918$ кН. Конструкцию опирания принимаем по рис. 7.28, *б*. Определяем площадь смятия торца ребра по формуле (7.68)

$$A_р = F/R_{см.т} = 918/35{,}5 = 25{,}86 \text{ см}^2,$$

где $R_{см\,т}$ — расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности, прил. 4 $R_{см.т} = R_в = 355$ МПа $= 35{,}5$ кН/см^2.

Принимаем ребро 250×12 мм, $A_р = 25 \times 1{,}2 = 30$ см$^2 > 25{,}86$ см^2. Проверяем опорную стойку балки на устойчивость относительно оси z. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки.

$$b_{ст} = 0{,}65t_{ст}\sqrt{E/R} = 0{,}65 \cdot 1\sqrt{2{,}06 \cdot 10^4/23} = 19{,}45 \text{ см};$$

$$A_{ст} = A_р + t_{ст}b_{ст} = 30 + 1 \cdot 19{,}45 = 49{,}45 \text{ см}^2;$$

$$I_z = 1{,}2 \cdot 25^3/12 + 19{,}45 \cdot 1^3/12 = 1563 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A_{ст}} = \sqrt{1563/49{,}45} = 5{,}62 \text{ см};$$

$$\lambda = h_{ст}/i_z = 116/5{,}62 = 20{,}5, \text{ по прил. 7 } \varphi = 0{,}963;$$

$$\sigma = F/\varphi A_{ст} = 918/0{,}963 \cdot 49{,}45 = 19{,}28 \text{ кН/см}^2 < R = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки двусторонними швами полуавтоматической сваркой проволокой Св-08Г2 по формуле (5.8 а). Предварительно находим параметры сварных швов и определяем минимальное значение $\beta R_у^{св}$. По табл. 5.1 принимаем $R_{ушв}^{св} = 215$ МПа $= 21{,}5$ кН/см^2, по прил. 4 — $R_{ус}^{св} = 165$ МПа $= 16{,}5$ кН/см^2, по табл. 5.4 $\beta_ш = 0{,}9$, $\beta_с = 1{,}05$ $\beta_ш R_{ушв}^{св} = 0{,}9 \cdot 21{,}5 = 19{,}3$ кН/см$^2 > \beta_с R_{ус}^{св} = 1{,}05 \cdot 16{,}5 = 17{,}32$ кН/см^2. Определяем катет сварных швов по формуле (5.8а):

$$k_ш = \frac{1}{\beta_с}\sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 \cdot R_{ус}^{св}}} \cdot R_{ус} = 1/1{,}05\sqrt{918/2 \cdot 85 \cdot 16{,}5} = 0{,}54 \text{ см}.$$

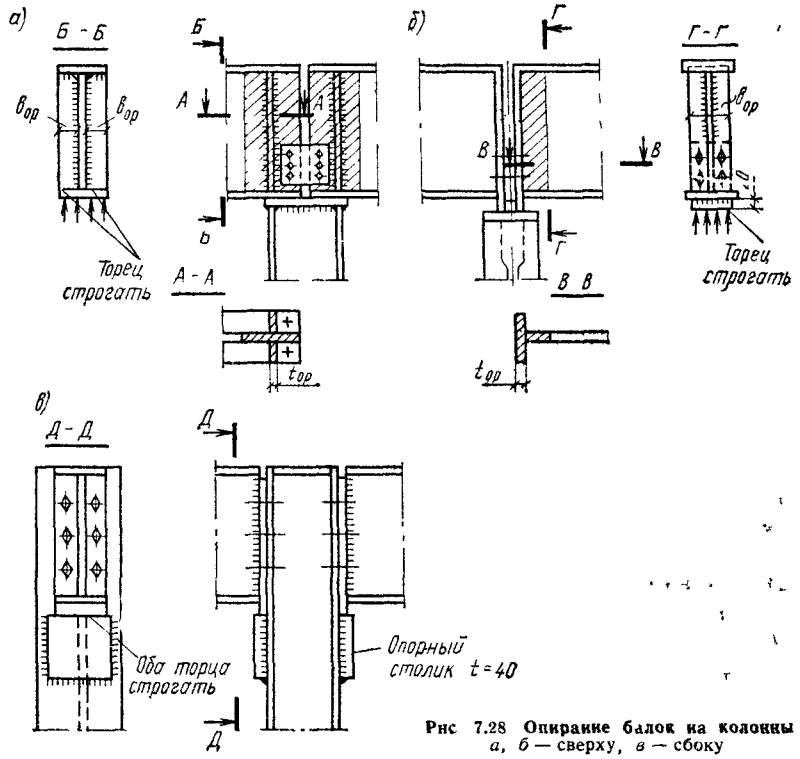


Рис 7.28 **Опирание балок на колонны**
а, б — сверху, *в* — сбоку

Принимаем шов $k_ш=6$ мм, что больше $k_{ш\,min}$, приведенного в табл 5 5. Проверяем длину рабочей части шва

$$l_ш = 85\beta_c k_ш = 85\cdot 1{,}05\cdot 0{,}6 = 53{,}5 \text{ см} < h_{ст} = 116 \text{ см}.$$

Ребро привариваем к стенке по всей высоте сплошными швами.

Опирание балок на стены и железобетонные подкладки. При опирании балок на каменные стены и железобетонные подкладки обычно применяют специальные стальные опорные части, которые служат для равномерного распределения давления балки на большую площадь менее прочного, чем балка, материала опоры (камень, железобетон). Кроме того, опорные части должны обеспечить свободу деформации концов балки — поворот при прогибе балки, продольное смещение температурных и силовых деформаций, в противном случае в опоре возникнут нежелательные дополнительные напряжения. В соответствии с этими требованиями применяют неподвижные и подвижные опорные части следующих типов (рис. 7.29):

при пролетах до 20 м	плоские опорные плиты (рис. 7 29, *а*, *б*)
» » » 40 »	тангенциальные опорные плиты (рис 7 29, *в*)
» » более 40 м	катковые опорные части (рис. 7 29, *г*)

Опорные части изготовляют из литой или толстолистовой стали.

Площадь опирания плоских и тангенциальных опорных плит должна быть достаточной для передачи опорного давления балки на кладку стены или на бетон. Отсюда определяют размеры плиты

$$A_{пл} = ab = F/R_{бет}. \qquad (7.69)$$

Толщину плиты определяют из условия ее прочности на изгиб (рис. 7 29, *в*).

Расчетный изгибающий момент в среднем сечении плиты

$$M = F\cdot a/2\cdot 4 = Fa/8.$$

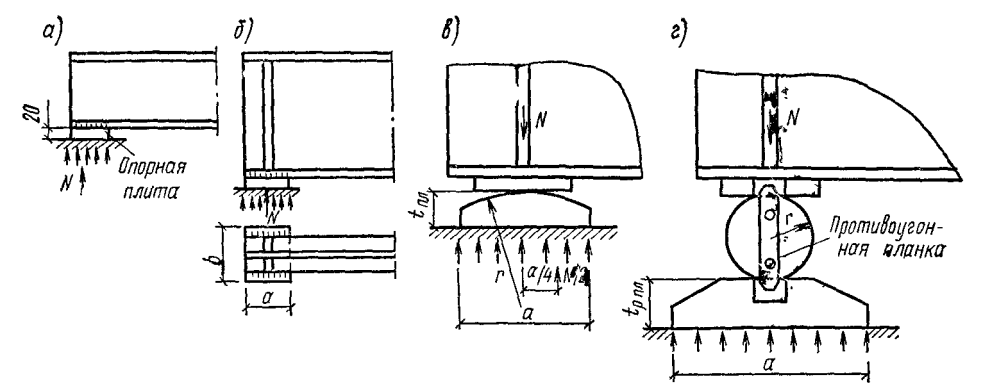


Рис. 7.29. Опирание балок на бетон

а — опирание прокатных балок на плоскую опорную плиту; *б* — то же, составных балок; *в* — тангенциальное опирание балок; *г* — опирание балок на каток

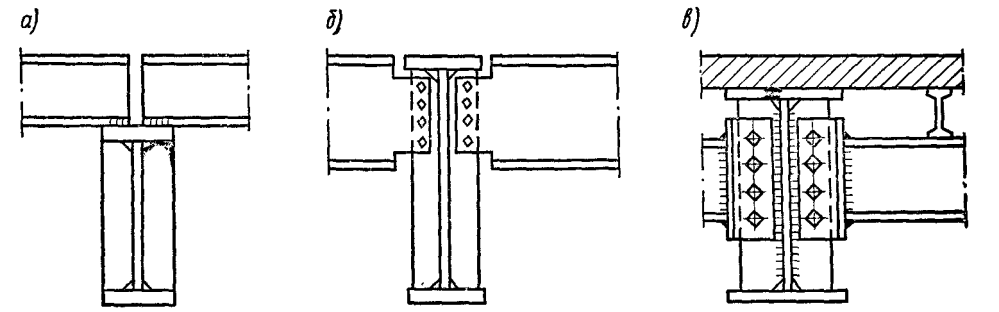


Рис. 7.30. Сопряжение балок шарнирное

а — поэтажное; *б* — в одном уровне на болтах; *в* — пониженное

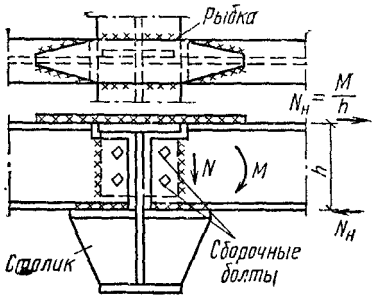


Рис. 7.31. Жесткое сопряжение балок

Момент сопротивления этого сечения плиты

$$W_{пл} = bt_{пл}^2/6 = M/R\gamma.$$

Отсюда легко определить толщину плиты

$$t_{пл} = \sqrt{3Fa/4bR\gamma}, \qquad (7.70)$$

где F — расчетное давление балки на опору.

Радиус поверхности тангенциальной опорной плиты определяют из условия местного смятия при свободном касании плоскости и цилиндрической поверхности по условной формуле «диаметрального сжатия», полученной путем преобразования формулы Герца, $\sigma = 0{,}423\sqrt{NE/rl}$:

$$r = F/2lR_{см.к}, \qquad (7.71)$$

где l — длина соприкосновения цилиндрической поверхности катка или тангенциальной опорной плиты с верхней плитой; $R_{см.к} = 0{,}025\ R_в$ — расчетное сопротивление «диаметральному сжатию катков» при свободном касании; оно получено из сопостав-

ления формулы (7.71) с формулой Герца, причем для формулы Герца принято расчетное сопротивление местному смятию при свободном касании, кН/см²:

$$R_{см.к} = 17\sqrt{R}\,.$$

Простейшие однокатковые опоры (рис. 7.29, *г*) состоят из двух плит, между которыми помещают каток, часто срезанный по бокам.

Верхнюю плиту, являющуюся прокладкой между балкой и катком, обычно назначают толщиной около 30 мм. Нижняя плита работает подобно плите тангенциальной опоры, и ее размеры определяют по формулам (7.69) и (7.70).

Чтобы уменьшить трение качения, диаметр катка, мм, назначают по приближенной формуле не менее

$$d = 2r \geqslant 130 + l/1000, \qquad (7.72)$$

где l — пролет балки.

Затем проверяют на местное смятие по формуле (7.71).

Для обеспечения правильного расположения катка в опорной части к нему с боков прикрепляют противоугонные планки, а в середине делают реборду, не дающую катку сдвинуться поперек.

Сопряжения балок. Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают: этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок (рис. 7.30).

Этажное сопряжение (рис. 7.30, *а*) является простейшим, но оно из-за возможного отгиба пояса главной балки может передавать лишь небольшие опорные реакции. Это сопряжение можно усилить, поставив под вспомогательной балкой ребро жесткости и пригнав его верхний торец к верхнему поясу главной балки для предотвращения отгиба.

Сопряжения в одном уровне и пониженное сопряжение способны передавать большие опорные реакции. Неудобство сопряжения в одном уровне (рис. 7.30, *б*) — необходимость выреза верхней полки и части стенки вспомогательной балки. Этот вырез ослабляет ее сечение и увеличивает трудоемкость сопряжения; кроме того, число болтов, которые можно разместить на стенке балки, ограничено. Избежать этих неудобств можно, приварив на заводе к торцу вспомогательной балки коротыш из уголка, и уже его сопрягать на монтаже болтами или сваркой с ребром жесткости главной балки (рис. 7.30, *в*).

В этих сопряжениях опорная реакция со стенки примыкающей вспомогательной балки передается через болты или монтажную сварку на специальное ребро, укрепляющее стенку главной балки. В качестве работающих применяют болты нормальной точности, а при больших опорных реакциях вспомогательных балок — высокопрочные болты.

Расчет сопряжения балок заключается в определении размеров сварных швов или числа болтов, работающих на срез и прикрепляющих балки друг к другу. Расчетной силой является опорная реакция вспомогательной балки, увеличенная на 20 % вследствие внецентренности передачи усилия на стенку главной балки.

Все рассмотренные сопряжения балок работают как шарнирные. При необходимости жесткого сопряжения балок (рис. 7.31) вводят «рыбки» (при одинаковой высоте балок) или «рыбку» и столик (при различной высоте балок). В таком сопряжении возникает не только поперечная сила, передающаяся на болты, прикрепляющие стенку вспомогательной балки к ребру главной балки или непосредственно на столик, но и опорный момент, передающийся через специальные накладки-рыбки или через «рыбку» и столик.

§ 6. ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Весьма широкое распространение балочных конструкций привело к появлению ряда конструктивных форм, которые в отдельных случаях

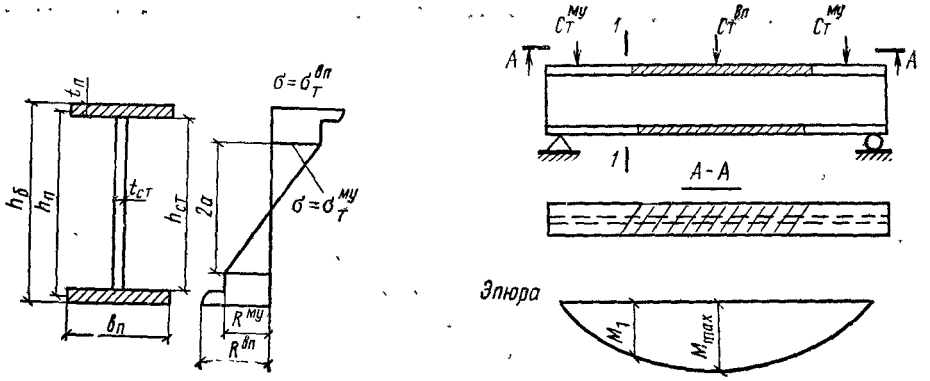


Рис. 7.32. Бистальные балки

более эффективны, чем традиционные прокатные или составные балки, и их применение дает экономический эффект. К таким конструктивным формам можно отнести: бистальные балки, балки из алюминиевых сплавов, предварительно напряженные балки, балки с гибкой стенкой, балки с перфорированной стенкой и сталебетонные балки. Рассмотрим некоторые особенности их работы и конструирования.

1. Бистальные балки

Одним из источников экономии металла в строительных конструкциях является применение вместо обычной малоуглеродистой сталей повышенной прочности. Однако в балках, изготовленных целиком из стали повышенной прочности, нельзя полностью использовать все преимущества этой стали, так как в стенке балки и в сечениях вблизи опор напряжения значительно меньше расчетных сопротивлений. Кроме того, местная устойчивость элементов балки из высокопрочной стали относительно менее благоприятна по сравнению с устойчивостью этих же элементов, выполненных из обычной малоуглеродистой стали. Поэтому часто целесообразно использовать балки из двух марок стали различной прочности — бистальные, в которых сталь повышенной прочности применяется только в наиболее напряженных участках поясов балок, а вся стенка и пояса — вблизи опор балки, т. е. участки балки, испытывающие меньшие нормальные напряжения, выполняются из стали малоуглеродистой (рис. 7.32).

Работа такой балки отличается от работы обычных балок тем, что при действии расчетной нагрузки в крайних участках стенки, примыкающих к поясам из высокопрочной стали, может возникнуть текучесть материала стенки. Однако эти участки стенки работают в условиях ограниченной деформации, так как находятся между упругоработающими поясами и остальной частью стенки и текучесть в них не может быть опасной для всей балки.

Расчет бистальных балок учитывает возможное появление пластичности в крайних участках стенки. Принимая расчетную эпюру напряжений в бистальной балке по рис. 7.32, которая предполагает, что крайние участки стенки текут, а напряжения по толщине пояса постоянны и равны расчетному сопротивлению материала, прочность балки можно проверить по формуле

$$M = R^{вс} A_п h_0 + R^{мс} t_{ст} h_{ст}^2/4 - R^{мс} t_{ст} a^2/3 = R^{вс} W_{пр},$$

где $R^{вс}$ — расчетное сопротивление высокопрочной стали, $R^{мс}$ — расчетное сопротивление малоуглеродистой стали.

$$a = \frac{R^{мс}}{R^{вс}} \frac{h}{2}.$$

Отсюда нетрудно получить приведенный момент сопротивления сечения бистальной балки

$$W_{пр} \approx A_п h_е + W_{ст} m, \qquad (7\ 73)$$

где $W_{ст} = t_{ст} h_{ст}^2/6$, $m = \frac{3}{2}\frac{R^{мс}}{R^{вс}}\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{R^{мс}}{R^{вс}}\right)^2\right]$ — коэффициент использования эпюры напряжений в стенке балки.

Длина участка балки с поясами из высокопрочной стали определяется по эпюре моментов из условия несущей способности бистального и моностального сечения, т. е. по $M_{max} = R^{вс} W^{пр}$ и $M_1 = R^{мс} W$ (см. рис. 7.32), где $W_{пр}$ и W подсчитаны для сечений с одинаковыми геометрическими размерами. Подбор сечений, проверки прочности и устойчивости мало отличаются от аналогичных проверок составных балок с подстановкой в них соответствующих значений расчетных сопротивлений материала поясов и стенки.

2. Особенности проектирования балок из алюминиевых сплавов

В качестве материала для балок могут быть использованы почти все алюминиевые сплавы. Целесообразнее, однако, применять сплавы средней и высокой прочности. Главной особенностью материала, влияющей на конструкцию балок из алюминиевых сплавов, является более низкий по сравнению со сталью модуль упругости его $E_{ал} = 7100$ кН/см² против $E_{ст} = 20\,600$ кН/см². Вследствие меньшего модуля упругости балки из алюминиевых сплавов относительно более деформативны и менее устойчивы, чем стальные.

В готовых балках двутаврового и швеллерного сечения, которые изготовляют прессованием (см. рис. 7.2, *б*), местную устойчивость поясов увеличивают устройством бульб — утолщений на концах поясов. Высота готовых балок обычно не превышает 400 мм по условию прессования, и при необходимости увеличения несущей способности балок приходится раньше переходить на составные сечения, чем в стальных балках.

Конструктивная форма составных балок двутаврового сечения почти не отличается от составных стальных балок (см. рис. 7.2). Балки из разупрочняющихся при сварке сплавов делают клепаными. Высота сечения составной балки принимается из сравнения оптимальной по расходу материала высоты, определенной по формуле (7.20), и минимальной высоты, удовлетворяющей прогибу балки при полном использовании материала, определяемой по формуле (7.21). Из-за малого модуля упругости алюминиевых сплавов часто минимальная высота получается больше, чем оптимальная.

Подбор сечения и проверка его прочности производятся аналогично стальным балкам с соответствующими расчетными сопротивлениями сплавов. При проверке прочности упругопластическая работа балок не принимается во внимание, так как сплавы не имеют площадки текучести.

Проверка общей и местной устойчивости балки проводится в соответствии с указаниями СНиП II-24-74.

3. Предварительно напряженные балки

Предварительное напряжение [1] — один из приемов увеличения эффективности использования материала конструкций. С его помощью удается уменьшить расход металла на балку на 10—20 %, а стоимость конструкции — на 5—12 %, понизить строительную высоту балки, добиться более рационального распределения материала по длине балки и т. п. Эффективность предварительного напряжения объясняется тем, что в конструкции во время ее возведения создаются предварительные

напряжения, обратные по знаку напряжениям от нагрузки. Во время работы конструкции эти предварительные напряжения используются в первую очередь, и только после их исчерпания материал начинает воспринимать основные напряжения, вплоть до величины расчетного сопротивления. Таким образом, предварительное напряжение увеличивает протяженность упругой работы основного материала конструкции. Дополнительным источником экономии стоимости предварительно напряженных балок служит то, что применяемые для создания предварительного напряжения высокопрочные материалы, частично заменяющие основной материал конструкции, относительно дешевле обычной конструкционной стали.

Нужно иметь в виду, что удельная стоимость стали, т. е. стоимость 1 т, отнесенная к пределу текучести, уменьшается с увеличением прочности стали.

Существует несколько приемов создания предварительного напряжения в балках, и каждый из них влияет на конструктивную форму балки.

Предварительное напряжение можно создать изгибом отдельных элементов в пределах их упругой работы, в направлении, противоположном их прогибу под нагрузкой, с последующим соединением изогнутых элементов между собой продольными швами (рис. 7.33). После освобождения конструкции от принудительного изгиба в ней остаются предварительные напряжения, обратные по знаку напряжению от нагрузки. Такой прием увеличивает область упругой работы балки, причем напряжения в ней достигают размера, соответствующего пластическому шарниру, минуя упругопластическую стадию работы.

Наиболее часто предварительное напряжение осуществляют высокопрочной затяжкой, помещаемой вблизи растянутого пояса балки: в разрезных балках в средней части нижнего пояса, в неразрезных в пролетной части у нижнего пояса и на участках верхнего пояса у промежуточных опор.

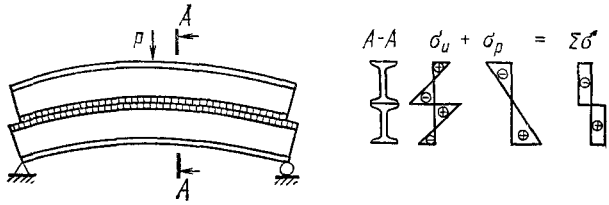
Затяжка превращает балку в статически неопределимую систему. При действии внешней нагрузки несущая способность ее повышается, во-первых, потому, что сначала в ней исчерпываются предварительные напряжения, что увеличивает область упругой работы материала балки. Во-вторых, потому, что балка с затяжкой работает как статически неопределимая система и растягивающее усилие в затяжке, складывающееся из предварительного натяжения и самонапряжения под нагрузкой, уравновешивается усилиями от сжимающих напряжений в балке. В результате в такой балке образуется дополнительный момент внутренних сил, уравновешивающий часть внешнего изгибающего момента.

Значительное суммарное растягивающее усилие в затяжке от ее предварительного натяжения и от действия внешней нагрузки делают рациональным изготовление ее из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков проволоки и т. п.).

Наиболее полно разработаны вопросы предварительного напряжения однопролетных балок высокопрочной затяжкой. Пример конструктивного решения такой балки показан на рис. 7.34. В этих балках принимают несимметричное сечение с уменьшенным нижним поясом, так как напрягающая затяжка частично заменяет его работу. Сам нижний пояс осуществляют из листа или профильного металла — труб, уголков, швеллеров, что улучшает его работу на сжатие во время предварительного напряжения.

Затяжки имеют анкерные крепления на концах в виде колодки с пробкой, стаканов, заливаемых легкоплавким сплавом, стаканов с клиньями или стаканов с пластическим обжатием троса. Затяжки размещают вблизи нижнего пояса. Во всех случаях затяжку свободно пропускают через направляющие устройства, приваренные к поясу балки на расстояниях 1—2 м друг от друга. Эти направляющие устройства

Рис. 7.33. Предварительное напряжение балок изгибом элементов с последующим сплачиванием в изогнутом состоянии



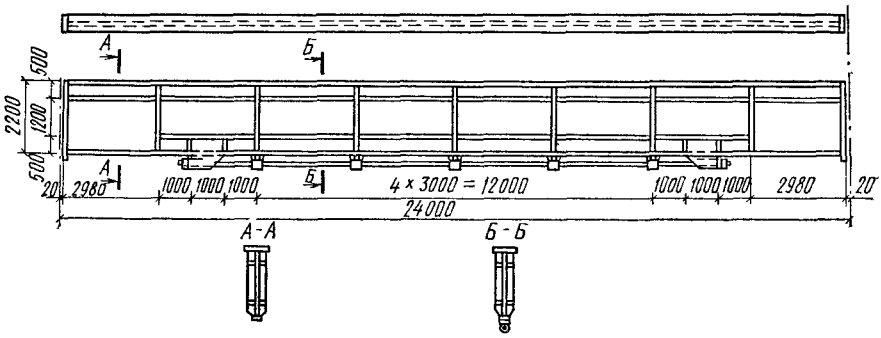


Рис. 7.34. Предварительно напряженная балка

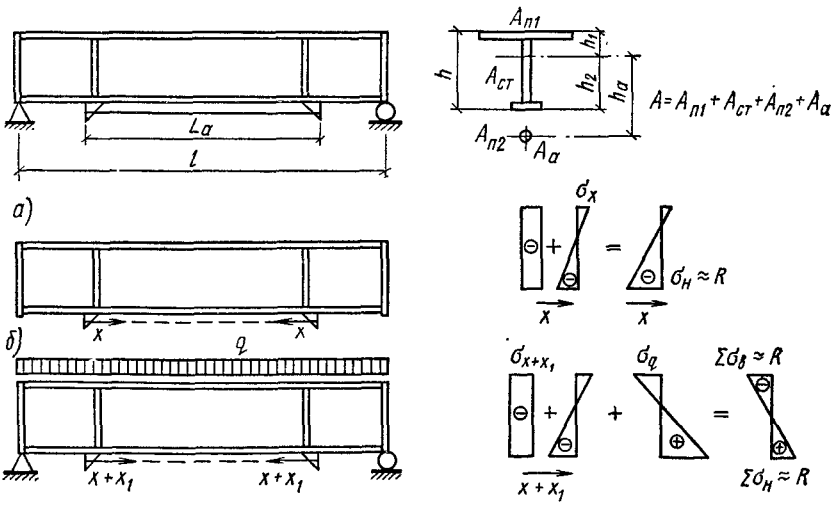


Рис. 7.35. К расчету предварительно напряженных балок

а — предварительное напряжение балки; *б* — нагружение балки внешней нагрузкой

создают благоприятные условия для сжатого в процессе предварительного напряжения нижнего пояса и предохраняют его от возможной потери устойчивости из плоскости балки. Длину затяжки принимают меньше длины балки и располагают ее только под теми участками, где само сечение балки без предварительного напряжения не может воспринять действующий в этом месте расчетный момент от внешней нагрузки. В месте анкерного закрепления затяжки на балку передаются большие сосредоточенные силы, вызывающие значительные местные напряжения в стенке и поясе балки. Это место усиливают постановкой дополнительных ребер жесткости и специальных упорных пластин, усиливающих стенку балки.

Расчет балки в наиболее напряженном сечении, обычно в середине пролета, ведут в два этапа. Прикладывая к балке усилие X от затяжки (рис. 7.35, *а*), подвергаем балку внецентренному сжатию, причем наиболее напряженным в ней оказывается нижний пояс. Сила натяжения

X ограничивается прочностью или устойчивостью сжатого при этом нижнего пояса:

$$\sigma'_{н} = -n_1 X/A - n_1 X h_a / W_{н} \leqslant \varphi R, \tag{7.74}$$

где $n_1 = 1{,}1$ — коэффициент перегрузки силы предварительного натяжения; при обеспечении надежного прямого контроля силы X принимают $n_1 = 1$; A — площадь сечения балки, $W_{н}$ — момент сопротивления сечения балки для нижней кромки; φ — коэффициент продольного изгиба нижнего пояса балки относительно вертикальной оси, принимается из условия равенства свободной длины нижнего пояса расстоянию между местами соединения нижнего пояса с затяжкой между направляющими устройствами; R — расчетное сопротивление материала балки.

Во время работы балки под нагрузкой (рис. 7.35, *б*) предварительное напряжение в ней исчерпывается и в идеально подобранной балке напряжения в поясах и затяжке стремятся к своим расчетным сопротивлениям, определенным по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{в} &= -\frac{n_2 X + X_1}{A} - \frac{M_q - (n_2 X + X_1) h_a}{W_{б}} \leqslant R\gamma, \\ \sigma_{н} &= -\frac{n_2 X + X_1}{A} + \frac{M_q - (n_2 X + X_1) h_a}{W_{н}} \leqslant R\gamma; \\ \sigma_{a} &= \frac{n_1 X + X_1}{A_a} \leqslant R^{a}\gamma, \end{aligned}\right\} \tag{7.75}$$

причем усилие самонапряжения затяжки определяется по формуле

$$X_1 = \int \frac{M_1 M_q}{EI_{б}} dx \Big/ \left(\int \frac{M_1^2}{EI_{б}} dx + \frac{l_a}{E_a A_a} + \frac{l_a}{EA} \right), \tag{7.76}$$

где M_1 и M_q — значения моментов в основной системе балки от единичного усилия в затяжке $X = 1$ и от внешней нагрузки q; $EI_{б}$ — жесткость балки при изгибе; $E_a A_a$ — жесткость затяжки при растяжении; $n_2 = 0{,}9$ — коэффициент недогрузки усилий предварительного натяжения; при обеспечении надежного прямого контроля значения X принимается $n_2 = 1$; R^{a} — расчетное сопротивление материала затяжки (см. гл. 3).

Критерием оптимального подбора сечения таких балок следует считать возможность воспринимать наибольший изгибающий момент при заданной площади сечения балки.

Проверка прочности балки в месте теоретического обрыва затяжки по касательным и приведенным напряжениям производится так же, как и в обычных балках.

Прогиб балки в середине пролета определяют от действия нормативных нагрузок и по «Инструкции по проектированию предварительно напряженных стальных конструкций», его следует отсчитывать от хорды, соединяющей опоры балки. При определении прогиба необходимо учитывать обратный выгиб балки от усилий предварительного натяжения и от самонатяжения затяжки. Тогда

$$f = f_p - f_x - f_{x1} \leqslant [f], \tag{7.77}$$

где f_p — прогиб балки от действующих нормативных нагрузок без учета работы затяжки; f_x и f_{x_1} — обратные выгибы балки соответственно от усилий предварительного натяжения и самонатяжения затяжки; $[f]$ — предельный прогиб по СНиП.

Обратный выгиб балки от усилий в затяжке

$$f_x = X h_в \left(2 l l_a - l_a^2\right) / 8 E I_{б}. \tag{7.78}$$

Весьма существенна для предварительно напряженных балок проверка местной устойчивости стенки, причем наиболее опасной может оказаться область стенки вблизи нижнего пояса, так как в процессе предварительного напряжения здесь будет действовать наиболее неблагоприятная эпюра сжимающих напряжений.

В предварительно напряженных балках, так же как и в обычных балках, в отдельных случаях может быть допущено развитие пластических деформаций, но только в самой балке. Пластические деформации в затяжке не допускаются, так как текучесть затяжки, мгновенно наступающая по всему сечению, приводит к недопустимому развитию

деформаций балки. Развитие пластических деформаций в предварительно напряженных балках ограничивается теми же условиями, что и в обычных балках. Предварительное напряжение балок из алюминиевых сплавов стальными затяжками дает значительно больший эффект, чем в стальных балках, благодаря большему модулю упругости и меньшей стоимости стальной затяжки по сравнению с материалом алюминиевой балки. Однако в этом случае надо учитывать менее благоприятную местную устойчивость балки из алюминиевого сплава и температурные напряжения, возникающие вследствие различных коэффициентов линейного расширения алюминия и стали.

4. Балки с гибкой стенкой*

Известно, что если в балке двутаврового сечения, работающей на изгиб, уменьшать толщину стенки (увеличивать ее гибкость), то суммарная площадь сечения поясов и стенки, найденная из условия прочности, также будет уменьшаться. Препятствием значительному увеличению гибкости стенки служат потеря местной устойчивости стенкой и нежелание усложнять конструкцию балки устройством продольных ребер жесткости. Однако наблюдения за работой тонкой стенки в балке, имеющей вертикальные ребра жесткости, показывают, что стенка, потеряв устойчивость, образует складки между ребрами, направленные вдоль главных растягивающих напряжений («закритическая» работа стенки), и балка продолжает нести действующую на нее нагрузку (см. рис. 7.17). При этом балка как бы превращается в раскосную ферму, в которой роль растянутых раскосов выполняют растянутые участки стенки, а роль сжатых стоек — ребра жесткости (см. рис. 7.36).

Таким образом, используя закритическую работу стенки, можно делать балки более тонкостенными, в результате получить экономию металла.

Работа и расчет таких балок, имеющих $6 \leqslant \bar{\lambda}_{ст} \leqslant 13$, существенно отличаются от традиционных балок с устойчивой стенкой. В тонкостенной балке ребра жесткости рекомендуется ставить на расстояниях $(1—1{,}5)h_{ст}$ и каждый отсек проверять на воздействие M и Q. При действии на отсек сдвига и изгиба внешний изгибающий момент, вызывающий силу $N_п$ (см. рис. 7.37), воспринимается поясами и работающей совместно с ними припоясной частью стенки. Поперечная сила воспринимается, как и при чистом сдвиге стенкой и поясами, вызывая в стенке растяжение, а в поясах местный изгиб $M_п$. Поэтому проверка несущей способности пояса ведется по внецентренному сжатию от действия сил $N_п$ и $M_п$, а стенки — по приведенным напряжениям от действия растягивающих, сжимающих и касательных напряжений.

Полное исчерпание несущей способности отсека может произойти в результате развития пластической деформации в диагональной полосе стенки с образованием пластических шарниров в пролетном и надопорном сечениях пояса, потери устойчивости сжато-изогнутым поясом в плоскости или перпендикулярно плоскости стенки балки, местной устойчивости свеса сжато-изогнутого пояса.

Промежуточные ребра жесткости работают и проверяются на действие внешней местной нагрузки и сжимающих или растягивающих сил, вызванных диагональными растягивающими и сжимающими напряжениями в примыкающих к ребру участках стенки.

Опорные ребра работают и проверяются как внецентренно сжатые элементы, в которых изгибающий момент вызван диагональными растягивающими напряжениями в прилегающей к ребру стенке.

Вследствие большой специфики работы балки с гибкой стенкой ре-

---

* **Погадаев И. К.** К проверке предельных состояний тонкостенных стальных реберных балок при сдвиге и сдвиге с изгибом — Строит механика и расчет сооружений, 1982, № 2.

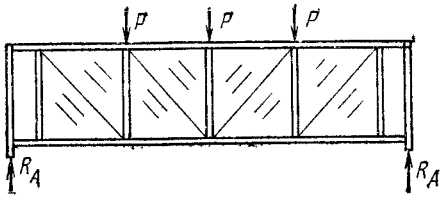
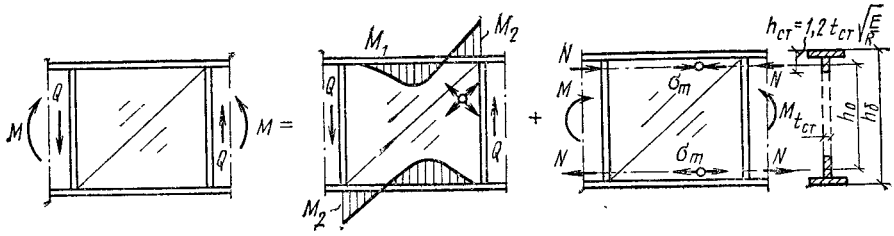


Рис. 7.36. Тонкостенная балка

Рис. 7.37. Работа отсека тонкостенной балки на Q и M



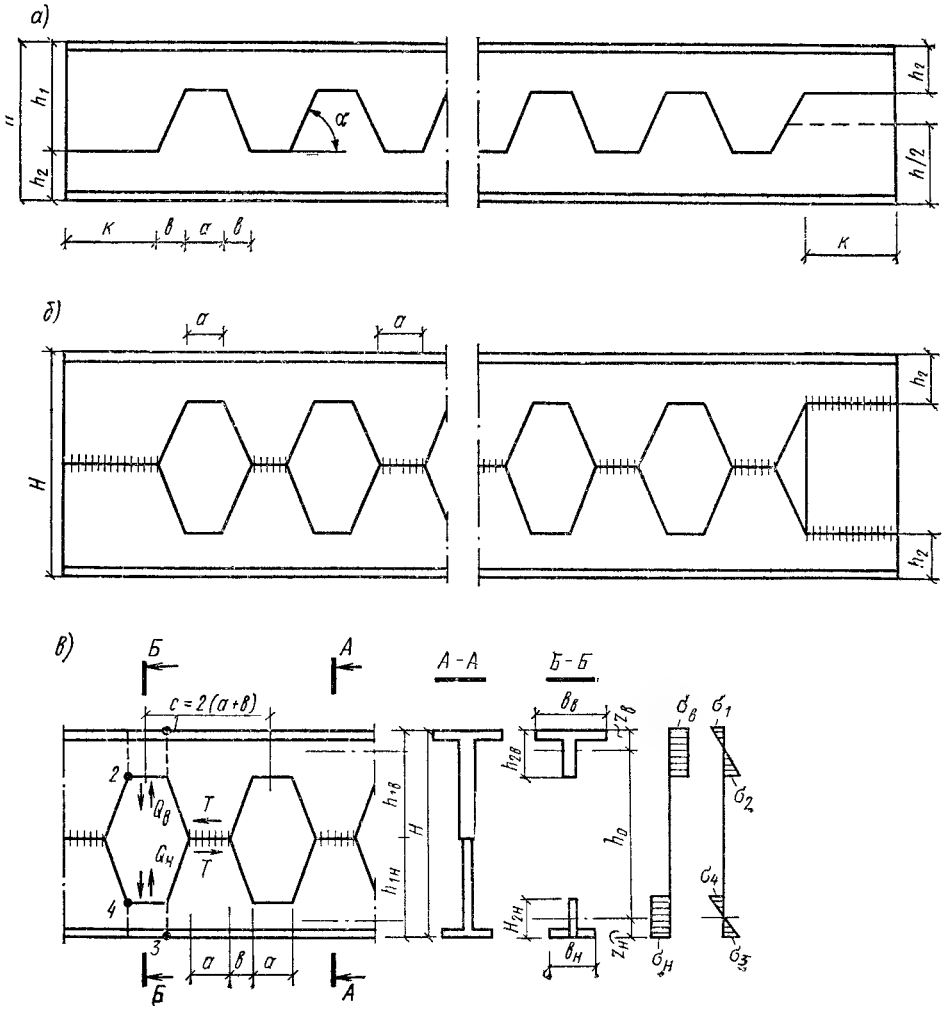


Рис. 7.38. Балка с перфорированной стенкой

а — роспуск исходного двутавра; *б* — сварка сквозного двутавра; *в* — к расчету сквозного двутавра

комендуется применять при статической работе, из стали с пределом текучести не более 430 МПа и не рекомендуется применять при приложении сосредоточенных нагрузок к поясам в местах, где нет ребер жесткости, и если значение временной нагрузки на балку более чем в 2 раза превышает значение постоянной нагрузки.

5. Балки с перфорированной стенкой*

Одним из прогрессивных направлений повышения эффективности двутавровых профилей проката является создание балок с перфорированной стенкой (рис. 7.38). Такие балки образуются путем разрезки стенки двутавра по зигзагообразной линии с последующей раздвижкой и сваркой встык частей двутавров по выступам стенки (рис. 7.38, *а*). Несущая способность сквозных двутавров в 1,3—1,5 раза выше несущей способности исходного, что определяется их большей высотой, чем высота исходного двутавра. Эти качества в сочетании с их компактностью, хорошей транспортабельностью и приспособленностью к автоматизированному изготовлению делают их в ряде случаев конкурентоспособными с решетчатыми конструкциями и обеспечили им достаточно широкое применение в качестве балок перекрытий и стропильных балок. Компоновка сквозных двутавров имеет свои особенности. С целью полного использования исходного двутавра при его роспуске (см. рис. 7.38, *а*) желательно соблюдать следующие зависимости:

$$h_1 = (0{,}6 - 0{,}75)\,h;\ a \geqslant 90 \text{ мм},\ k \geqslant 250 \text{ мм};\ \alpha = 40 - 70°.$$

В случае действия на балку сосредоточенных, регулярно расположенных грузов необходимо, чтобы положение сплошных участков стенки сквозного двутавра совпадало с положением этих грузов. Исследования показывают, что для однопролетных балок более экономично применять сквозные двутавры из двух марок сталей: верхнюю часть из двутавра обычной малоуглеродистой стали с более толстой стенкой, а нижнюю часть из двутавра более прочной стали с более тонкой стенкой. Действительная работа сквозного двутавра на поперечный изгиб достаточно сложна, так как система многократно статически неопределима, а жесткость элементов по длине переменна. В качестве первого приближения ее рассматривают как безраскосную систему Виренделя, принимая, что в середине сплошных участков стенки и в середине участков поясов в местах вырезов стенки расположены шарниры — точки нулевых моментов, в которых действуют только поперечные и продольные силы (см. рис. 7.38, *в*). Более точный расчет и необходимые проверки сечений балки приведены в СНиП II-23-81.

Глава 8. КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

В металлических конструкциях широко применяются работающие на центральное сжатие колонны или стержни, входящие в состав конструктивных комплексов.

Центрально-сжатые колонны (рис. 8.1, *а*) применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Центрально-сжатые стержни работают в составе конструктивных элементов и комплексов тяжелых решетчатых ферм и рам (рис. 8.1, *б*), сжатых элементов вантовых систем и т. п.

---

* **Каплун Я. А.** Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров. — М.: Стройиздат, 1981.

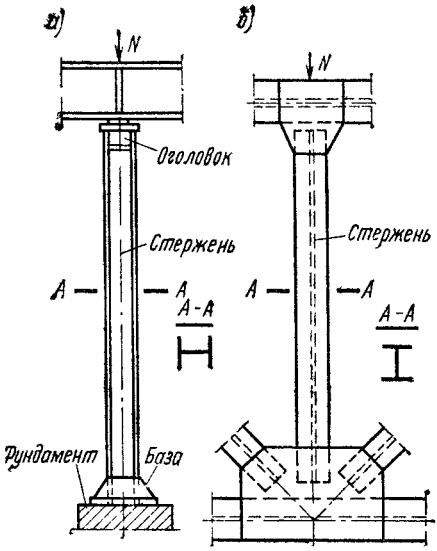


Рис. 8.1. Схемы стержней, работающих на центральное сжатие

а — колонна, *б* — сжатый стержень тяжелой фермы

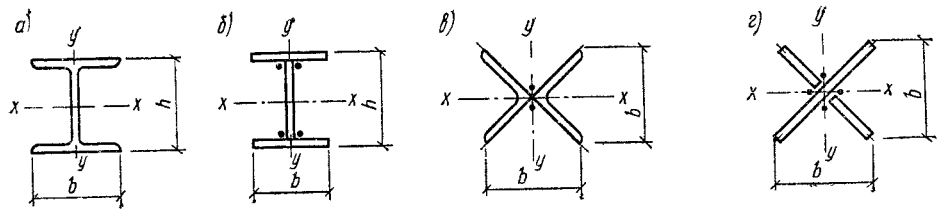
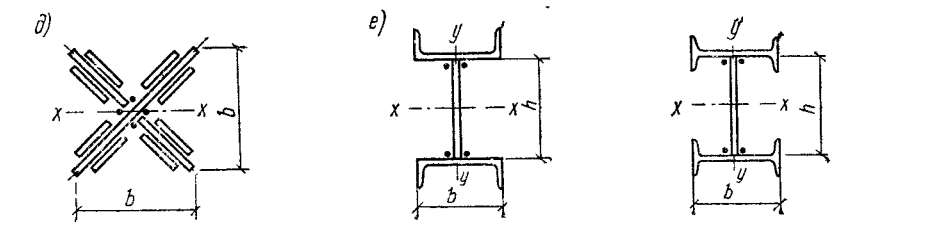


Рис. 8.2. Открытые сечения сплошных стержней



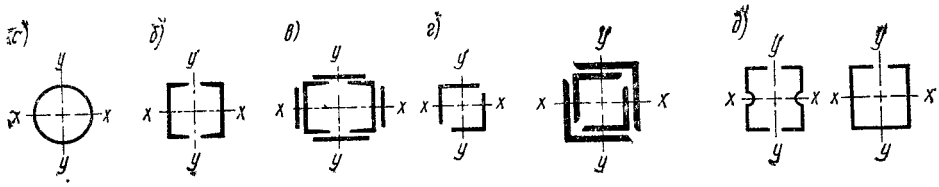


Рис. 8.3. Замкнутые сечения сплошных стержней

Колонны передают нагрузку от вышележащей конструкции на фундаменты и состоят из трех частей, определяемых их назначением:

оголовок, на который опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну;

стержень — основной конструктивный элемент, передающий нагрузку от оголовка к базе;

база, передающая нагрузку от стержня на фундамент (рис. 8.1, *а*).

Расчет и конструирование основного элемента центрально-сжатых колонн и стержней производятся одинаково.

Узлы примыкания центрально-сжатых стержней с другими элементами конструктивного комплекса (рис. 8.1, *б*) зависят от вида конструкции и рассмотрены в соответствующих главах. Колонны и сжатые стержни проектируют почти исключительно стальными. Применять алюминиевые сплавы в сжатых стержнях, как правило, нерационально из-за плохой работы сплавов на продольный изгиб вследствие низкого моду-

ля упругости. Однако в общем конструктивном комплексе, выполняемом из алюминиевого сплава, могут быть запроектированы и сжатые стержни из сплава.

Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны, стержень которых состоит из стальной трубы, заполненной бетоном.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусные и многоярусные. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.

§ 2. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного, наиболее удобного в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 8.2 и 8.3.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости оси x должна быть равна гибкости в плоскости оси y, т. е.

$$\lambda_x = \lambda_y; \text{ или } l_{0,x}/i_x = l_{0,y}/i_y.$$

Однако в двутавровых сечениях при одинаковых расчетных длинах $l_{0,x} = l_{0,y}$ это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции получаются разными по величине. В двутавровом сечении (табл. 8.1) радиус инерции относительно оси x

$$i_x \approx 0,43h,$$

а радиус инерции относительно оси y

$$i_y \approx 0,24b,$$

следовательно, для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43h = 0,24b$ или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечениям, практически неприменяемым.

Обычный прокатный двутавр вследствие незначительной ширины его полок меньше всего отвечает требованию равноустойчивости и поэтому применяется редко.

У прокатного широкополочного двутавра (рис. 8.2, *а*) может быть $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же дает сечение, вполне пригодное для колонн.

Сварные колонны, состоящие из трех листов (рис. 8.2, *б*), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн.

Автоматическая сварка обеспечивает дешевый, индустриальный способ изготовления таких колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях и также простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения. При небольших нагруз-

Таблица 8.1. Значения радиусов инерции

Сечение						
$i_x = \alpha_1 h$	0,21 h	0,38 h	0,43 h	0,38 h	0,43 h	0,47 h
$i_y = \alpha_2 b$	0,21 b	0,44 b	0,43 b	0,60 b	0,24 b	0,40 b

ках они могут составляться из двух уголков крупного калибра (рис. 8.2, *в*); из трех листов свариваются тяжелые колонны (рис. 8.2, *г*). Из условия местной устойчивости свободный выступ листа крестовой колонны не должен превышать 15—22 толщин листа в зависимости от общей гибкости колонны.

При одинаковых габаритах крестовое сечение колонн обладает большей жесткостью, чем двутавровое, так как его радиусы инерции $i_x = i_y = 0{,}29b$ больше, чем у двутавра $i_y = 0{,}24b$. В тяжелых колоннах это не имеет существенного значения, так как у них гибкости обычно бывают небольшими и коэффициенты φ близкими к единице.

Крестовое сечение можно усилить дополнительными листами (рис. 8.2, *д*), присоединяемыми электрозаклепками.

Простыми, но ограниченными по площади и менее экономичными по расходу стали получаются колонны из трех прокатных профилей (рис. 8.2, *е*).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рис. 8.3, *а*) с радиусом инерции $i = 0{,}35d_{ср}$, где $d_{ср}$ — диаметр окружности по оси листа, образующего колонну.

Сварка дает возможность получить колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров (рис. 8.3, *б*), которые при больших нагрузках могут быть усилены листами (рис. 8.3, *в*), или из уголков (рис. 8.3, *г*).

Весьма экономичное сечение легкой колонны может быть получено из тонкостенных гнуто-сварных профилей (рис. 8.3, *д*).

Преимуществами колонн замкнутого сечения являются равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид; к недостаткам относится недоступность внутренней полости для окраски. Чтобы избежать коррозии, такие колонны должны быть защищены от проникания внутрь влаги.

При заполнении стальной трубы бетоном получается эффективная комплексная конструкция (трубобетонная), в которой труба является оболочкой, стесняющей поперечные деформации заключенного внутри бетонного цилиндра. В этих условиях работы прочность бетона на сжатие значительно увеличивается, исключаются потери местной устойчивости трубы и коррозии внутренней ее поверхности.

Рационально применять тонкостенные трубы (толщина стенки $^1/_{50}$—$^1/_{150}$ от диаметра трубы), но по условиям эксплуатации и возможности прикрепления примыкающих элементов к трубе они должны быть не тоньше 3—4 мм. В трубобетонном стержне бетон работает в основном на сжатие, а труба — на поперечное растяжение. Трубы могут быть как из малоуглеродистой, так и из низколегированной стали, бетон применяют высоких марок — от 250 до 500 и выше.

§ 3. СКВОЗНЫЕ КОЛОННЫ

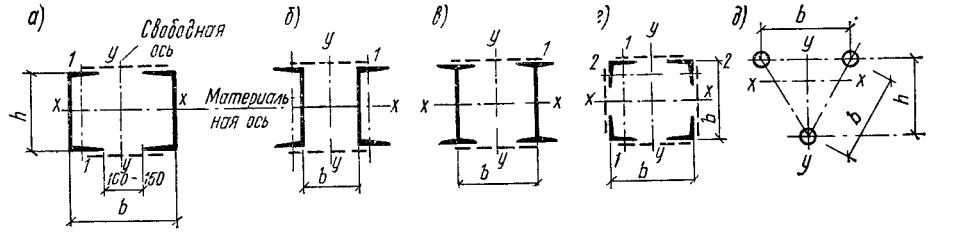
1. Типы сквозных колонн

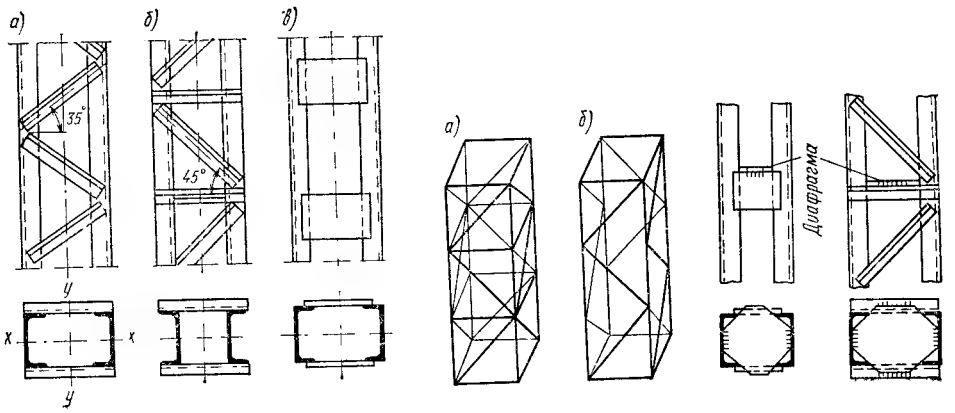
Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками (рис. 8.4, *а—в*). Ось, пересекающая ветви, называется материальной; ось, параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня.

Швеллеры в сварных колоннах выгоднее ставить полками внутрь (рис. 8.4, *а*), так как в этом случае решетки получаются меньшей ширины и лучше используется габарит колонны.

Более мощные колонны могут иметь ветви из прокатных или сварных двутавров (рис. 8.4 *в*).

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечивать зазор между полками ветвей (100—150 мм) для возможности окраски внутренних поверхностей.





8.4

8.5 | 8.6 | 8.7

8.8

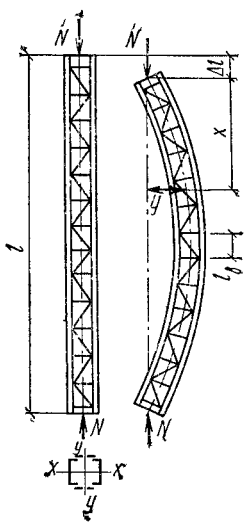


Рис. 8.4. Сечения сквозных стержней

Рис. 8.5. Типы решеток сквозных стержней

Рис. 8.6. Расположение решеток в четырех плоскостях

Рис. 8.7. Диафрагмы сквозных стержней

Рис. 8.8. Деформация стержня при продольном изгибе

Стержни большой длины, несущие небольшие нагрузки, должны иметь для обеспечения необходимой жесткости развитое сечение, поэтому их рационально проектировать из четырех уголков, соединенных решетками в четырех плоскостях (рис. 8.4, *г*). Такие стержни при небольшой площади сечения обладают значительной жесткостью, однако трудоемкость их изготовления больше трудоемкости изготовления двухветвевых стержней.

При трубчатом сечении ветвей возможны трехгранные стержни (рис. 8.4, *д*), достаточно жесткие и экономичные по затрате металла.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и ее ветвей. Применяются решетки разнообразных систем: из раскосов (рис. 8.5, *а*), из раскосов и распорок (рис. 8.5, *б*) и безраскосного типа в виде планок (рис. 8.5, *в*).

В случае расположения решеток в четырех плоскостях (рис. 8.4, *г*) возможны обычная схема (рис. 8.6, *а*) и более экономичная треугольная схема «в елку» (рис. 8.6, *б*).

В колоннах, нагруженных центральной силой, возможен изгиб от случайных эксцентриситетов. От изгиба возникают поперечные силы, воспринимаемые решетками, которые препятствуют сдвигам ветвей колонны относительно ее продольной оси.

Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов (рис. 8.5, *а*), или треугольные с дополнительными распорками (рис. 8.5, *б*) являются более жесткими, чем безраскосные, так как образуют в плоскости грани колонны ферму, все элементы которой при изгибе работают на осевые усилия, однако они более трудоемки в изготовлении.

Планки (рис. 8.5, *в*) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего безраскосная решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8—1 м и более), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми; в этом случае следует отдавать предпочтение раскосной решетке.

Безраскосная решетка хорошо выглядит и является более простой, ее часто применяют в колоннах и стойках сравнительно небольшой мощности (с расчетной нагрузкой до 2000—2500 кН).

Чтобы сохранить неизменяемость контура поперечного сечения сквозной колонны, ветви колонн соединяют поперечными диафрагмами (рис. 8.7), которые ставят через 3—4 м по высоте колонны.

2. Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны

Основное уравнение. Решетки, связывая ветви колонны, обеспечивают их совместную работу и общую устойчивость стержня. Вследствие деформативности решеток гибкость стержня сквозной колонны относительно свободной оси (рис. 8.4, *а* и *в*) больше гибкости сплошной колонны $\lambda = l_0/i$ (l_0 — расчетная высота колонны) и зависит от типа решетки.

Критическую силу потери устойчивости составной колонны относительно свободной оси можно определить из общего условия потери стержнем устойчивости

$$\Delta W_i = \Delta We, \tag{8.1}$$

где ΔW_i — приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости, ΔWe — приращение работы внешних сил, приложенных к стержню в результате изгиба.

В данном случае (рис. 8.8) приращение внутренней энергии состоит из приращения энергии изгиба

$$\Delta W_{iM} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI_y} = \frac{N^2}{2EI_y} \int_0^l y^2 dx \tag{8.2}$$

и приращения энергии сдвига

$$\Delta W_{iQ} = \int_0^l \frac{Q\gamma}{2} dx, \tag{8.3}$$

где N — продольная сила в колонне Q — поперечная сила изгиба, I_y — момент инерции сечения колонны относительно свободной оси y; γ — угол сдвига.

Работа внешней силы при перемещении конца стержня в результате искривления оси определяется по формуле

$$\Delta W_e = N\Delta l = \int_0^l N(1 - \cos\alpha)\, dx \approx \int_0^l \frac{N \operatorname{tg}\alpha}{2} dx = \frac{N}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx, \tag{8.4}$$

где α — угол между осью стержня и касательной к упругой линии в рассматриваемой точке.

Отсюда условие потери устойчивости (8.1) выразится уравнением

$$\frac{N^2}{2EI_y}\int_0^l y\,dx+\frac{N^2\gamma}{2}\int_0^l\left(\frac{dy}{dx}\right)dx=\frac{N}{2}\int_0^l\left(\frac{dy}{dx}\right)^2dx. \qquad (8.5)$$

Здесь во втором члене левой части уравнения принято во внимание, что

$$M=Ny;\ Q=\frac{dM}{dx}\frac{Ndy}{dx};\quad \gamma=\gamma_1 Q=\gamma_1\frac{Ndy}{dx},$$

где γ_1 — угол сдвига при $Q=1$ — величина, постоянная при данном типе решетки.

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y=C\cdot\sin\frac{\pi x}{l}$$

и производя интегрирование уравнения (8.5), получим критическую силу

$$N_{кр}=\pi^2\cdot E\cdot I_y/l_0^2\left(1+\gamma_1\frac{\pi^2EI}{l_0^2}\right)=\pi^2EI_y/(\mu l_0)^2. \qquad (8.6)$$

Таким образом, коэффициент приведения длины составного стержня

$$\mu=\sqrt{1+\gamma_1\frac{\pi^2EI_y}{l_0^2}} \qquad (8.7)$$

зависит от угла сдвига γ_1, величина которого различна для разных систем решеток.

Колонны с безраскосной решеткой. Сжатые колонны с безраскосной решеткой представляют собой рамную систему, все элементы которой при общем прогибе колонны изгибаются по S-образным кривым (рис. 8.9, *а*).

При одинаковых расстояниях между планками и одинаковой их мощности приближенно можно принимать, что нулевые точки моментов расположены в середине планок по их длине и посередине расстояния между планками в ветвях колонны. В нулевых точках действуют поперечные силы, возникающие от изгиба стержня.

Пренебрегая деформацией планок, обычно весьма жестких по сравнению с ветвями (соотношение погонных жесткостей более 5), и считая, что поперечная сила поровну распределяется между ветвями, получим, что угол сдвига γ_1 будет соответствовать прогибу δ ветви как консоли от силы, равной $^1/_2$ (рис. 8.9, *б*):

$$\gamma_1=\frac{\delta}{l_в/2}=\frac{1}{2}\left(\frac{l_в}{2}\right)^3\frac{1}{3EI_1}\cdot\frac{2}{l_в}=\frac{l_в^2}{24EI_1}. \qquad (8.8)$$

Подставляя значения γ_1 в формулу (8.7), получим коэффициент приведения длины

$$\mu=\sqrt{1+\frac{\pi^2I_y}{24I_1}\left(\frac{l_в}{l_0}\right)^2}.$$

Принимая во внимание, что $I_1=A_в i_1^2$; $I_y=2A_в i_y^2$; $\frac{l_0}{i_1}=\lambda_1$ (гибкость ветви); $\frac{l_{0y}}{i_y}=\lambda_y$ (гибкость стержня),

где $A_в$ и I_1 — площадь сечения и момент инерции ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси сечения колонны; i_1 — радиус инерции сечения одной ветви; i_y — радиус инерции сечения стержня в плоскости, параллельной плоскостям планок (рис. 8.4, *а*), получим

$$\mu=\sqrt{1+\frac{2\pi^2}{24}\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y}\right)^2}\approx\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y}\right)^2}. \qquad (8.9)$$

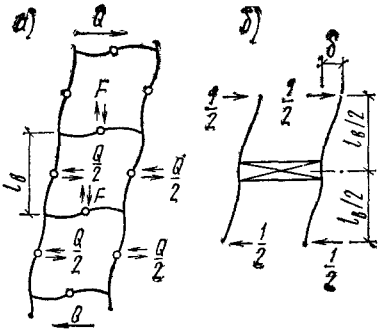


Рис. 8.9. Деформация стержня с планками при продольном изгибе

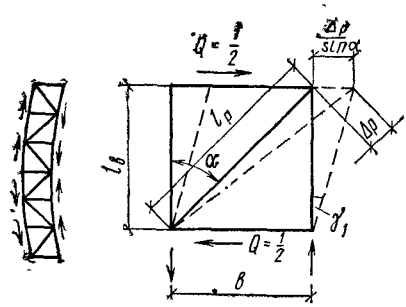


Рис. 8.10. Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в двух плоскостях будет иметь вид

$$\lambda_{пр} = \mu\lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}. \qquad (8.10)$$

Приведенная гибкость стержней с планками в четырех плоскостях определяется по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}. \qquad (8.11)$$

Приведенная гибкость стержней треугольного сечения (рис. 8.4, *д*) определяется также по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + 1{,}3\lambda_3^2}, \qquad (8.12)$$

где λ — наибольшая гибкость всего стержня; λ_1, λ_2, λ_3 — гибкости отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям сечения стержня (см. рис. 8.4).

В формулах (8.10), (8.11) и (8.12) гибкости отдельных ветвей λ_1, λ_2 и λ_3 определяются на участках между планками (в осях), их значения не должны быть более 40.

При выводе формул (8.10), (8.11), (8.12) деформации планок не учитывались, поэтому их можно считать справедливыми при отношении погонных жесткостей планки и ветви $\geqslant 5$; при меньших отношениях учитывается влияние деформации планок на величину приведенной гибкости (см. СНиП II-23-81, 5.6).

Колонны с треугольной решеткой и дополнительными распорками. Для колонн с треугольной решеткой угол перекоса (рис. 8.10)

$$\gamma = \Delta p / l_в \cdot \sin\alpha,$$

где $l_в$ — длина панели, Δp — удлинение раскоса при $Q = 1$.

Усилие в раскосе решетки, расположенной в плоскости действия поперечной силы (при $Q = 1$ и при двух решетках),

$$N_р = 1/2 \sin\alpha.$$

Удлинение раскоса

$$\Delta p = N_р \cdot l_р / E \cdot A_р = l_в / [2\cos\alpha \cdot \sin^2\alpha \cdot EA_р],$$

где $A_р$ — площадь сечения раскоса.

Таким образом, угол перекоса решетки

$$\gamma_1 = \Delta p / l_в \cdot \sin\alpha = 1/[2\sin^2\alpha \cos\alpha \; EA_р] \qquad (8.13)$$

и, следовательно, коэффициент приведения расчетной длины

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 I_y}{2 l_0^2 A_р \cdot \sin^2\alpha \cos\alpha}}. \qquad (8.14)$$

Принимая во внимание $I_y = 2A_в i_y^2 = A i_y^2$, получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2\sin^2\alpha \cdot \cos\alpha} \cdot \frac{A}{A_р \cdot \lambda_y^2}} = \sqrt{1 + \alpha_1 \frac{A}{A_р \cdot \lambda_y^2}}. \quad (8.15)$$

Отсюда приведенная гибкость с двумя треугольными решетками в двух плоскостях (рис. 8.5, *а*)

$$\lambda_{пр} = \mu\lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_р}}. \quad (8.16)$$

Приведенная гибкость с четырьмя треугольными решетками (рис. 8.4, *г*) определяется по условной формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + A\left(\frac{\alpha_1}{A_{р1}} + \frac{\alpha_2}{A_{р2}}\right)}. \quad (8.17)$$

Для сквозных стержней трехгранного сечения с равными сторонами (рис. 8.4, *д*) приведенная гибкость определяется по формулам

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{2A}{3A_р}}, \quad (8.18)$$

где A — площадь сечения всего стержня; $\lambda_y = l_0/i_y$ — гибкость стержня относительно свободной оси y; λ — наибольшая гибкость всего стержня; $A_{р1}$ и $A_{р2}$ — площадь сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям *1—1* и *2—2* (рис. 8.4, *г*).

Коэффициенты α_1 и α_2 зависят от угла наклона раскоса и определяются по формуле (рис. 8.10)

$$\alpha = 10 \frac{l_р^3}{b^2 l_в}.$$

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных стержней между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость стержня $\lambda_{пр}$.

Помимо проверки устойчивости стержня в целом следует проверять устойчивость отдельной ветви на участках между узлами.

Поперечная сила при продольном изгибе. Решетки составных стержней работают на поперечную силу при продольном изгибе. Эта поперечная сила возникает в результате изгиба стержней при потере ими устойчивости. Если считать, что изгиб стержня происходит по синусоиде, то поперечная сила

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{кр}\frac{dy}{dx} = \frac{\pi}{l} f_{кр} N_{кр} = \frac{\pi}{l} f_{кр} A \cdot \sigma_{кр}, \quad (8.19)$$

где $f_{кр}$ — прогиб при потере устойчивости.

Из формулы (8.19) видно, что поперечная сила зависит от гибкости стержня ($f_{кр}$), площади его сечения (A) и материала ($\sigma_{кр}$). Исходя из этого в СНиП дана формула условной поперечной силы для расчета соединительных элементов сжатых составных стержней

$$Q_{усл} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}\left(2330 - \frac{E}{R}\right) N/\varphi, \quad (8.20)$$

Условную поперечную силу следует распределять поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости.

В колоннах со сплошной стенкой поперечную силу воспринимает стенка, но проверка в ней скалывающих напряжений обычно не требуется ввиду их незначительности.

Наряду с расчетными по формуле (8.20) достаточно близкие значения $Q_{усл}$ можно определить по табл. 8.2.

Таблица 8.2. Значение условной поперечной силы $Q_{усл}$, кН

Расчетное сопротивление R, МПа	210	260	290	380	440	530
$Q_{усл}$, кН	0,20 A	0,30 A	0,40 A	0,50 A	0,60 A	0,70 A

Для промежуточных значений R табличные значения надо интерполировать; площадь A надо принимать в сантиметрах.

§ 4. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ И ТИПА КОЛОННЫ

1. Выбор расчетной схемы

Расчетная схема одноярусной колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте, а также способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте (рис. 8.18, *в*). При расчете легких колонн соединение с фундаментом с учетом запаса прочности чаще всего принимают шарнирным.

При одноярусных колоннах балки или другие поддерживаемые конструкции могут опираться на колонну сверху (рис. 8.11, *а*). Помимо четкости центральной передачи такое соединение при защемленных внизу колоннах удобно для монтажа, при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0{,}7l$, а при шарнирном — l (l — геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок).

Более жестким является присоединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. 8.11, *в*).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными вверху. Тогда расчетная длина l_0 в плоскости главных балок может приниматься равной $0{,}7l$ при шарнирном закреплении колонн в фундаменте и $0{,}5l$ при жестком. Однако в последнем случае расчетную длину балок чаще принимают равной $0{,}7l$, так как при изгибе балки не дают полного защемления.

При двутавровых колоннах с малой высотой сечения и большой шириной полок главные балки удобнее прикреплять не к стенке, а к полкам (поясам) колонны (рис. 8.11, *в*). В этом случае при расположении

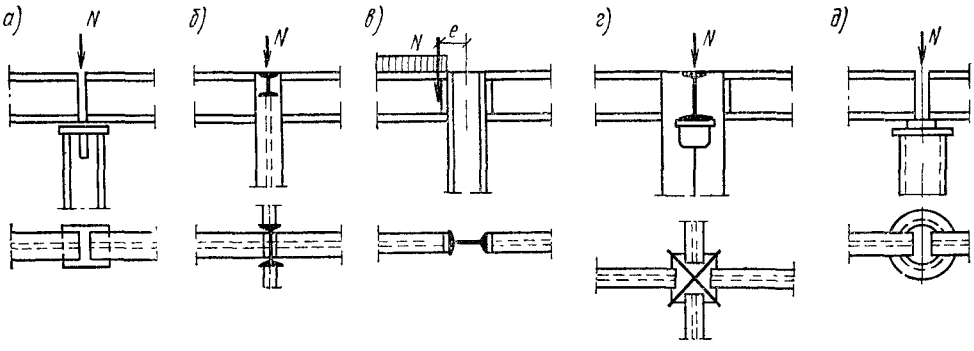


Рис. 8.11 Схемы сопряжения балок с колонной

временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие. При этом момент условно принимается равным

$$M = N'e,$$

где N' — опорное давление от односторонней временной нагрузки, e — эксцентриситет приложения силы N'.

При примыкании сбоку к крестовым колоннам балки обычно располагаются в плоскости биссектрисы угла крестового сечения и опираются на столики между листами колонны, что также приводит к эксцентриситету приложения давления при односторонней нагрузке (рис. 8.11, *г*), хотя и меньшему, чем при двутавровых колоннах.

На трубобетонные колонны балки удобнее опирать сверху (рис. 8.11, *д*).

2. Выбор типа сечения колонны

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживаемых конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления и наличие сортамента.

Прежде всего надо решить, принимать ли колонну сплошной или сквозной. Максимально возможная расчетная нагрузка для сквозных колонн из двух швеллеров составляет 2700—3500 кН, для колонн из двух двутавров — 5500—5600 кН. При значительных нагрузках сквозные колонны получаются сложными в изготовлении, более рациональными оказываются сплошные колонны.

Сплошные колонны из гнутых профилей (см. рис. 8.3, *д*) при расчетной длине в пределах до 6 м благодаря простоте изготовления могут соперничать по стоимости со сквозными и при малых расчетных нагрузках (400—800 кН).

Трубобетонные колонны рациональны при больших нагрузках. Они рациональны с точки зрения архитектурных требований, удобны в эксплуатации на открытом воздухе и в агрессивной среде, так как легко окрашиваются и меньше подвержены коррозии.

Сжатые стержни из алюминиевых сплавов проектируют, как правило, сквозными, чтобы получить большую жесткость.

§ 5. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ И КОНСТРУКТИВНОЕ ОФОРМЛЕНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

1. Сплошные колонны

Подбор сечения сплошной колонны. Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{тр} = N/\varphi \cdot R \cdot \gamma, \qquad (8.21)$$

где N — расчетное усилие в колонне; γ — коэффициент условий работы (прил. 13).

Чтобы предварительно определить коэффициент φ (см. прил. 7), задаемся гибкостью колонны

$$\lambda = l_0/i.$$

При расчете на ЭВМ коэффициент φ можно принимать по формулам, приведенным в СНиП II-23-81, п. 5.3.

Для сплошных колонн с расчетной нагрузкой до 1500—2500 кН и длиной 5—6 м можно задаться гибкостью $\lambda = 100—70$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—4000 кН гибкость можно принять $\lambda = 70—50$. Задавшись гибкостью λ и найдя соответствующий коэффициент φ, определяем в первом приближении требуемую площадь по формуле (8.21) и требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости:

$$i_{тр} = l_0/\lambda. \qquad (8.22)$$

Зависимость радиуса инерции от типа сечения приближенно выражается формулам:

$$r_x = \alpha_1 h; \quad r_y = \alpha_2 b,$$

где h и b — высота и ширина сечения; α_1 и α_2 — коэффициенты для определения соответствующих радиусов инерции для наиболее распространенных сечений, приведены в табл. 8.1.

Отсюда определяются требуемые генеральные размеры сечения колонны:

$$\left.\begin{aligned} h_{тр} &= \frac{i_{тр}}{\alpha_1}; \\ b_{тр} &= \frac{i_{тр}}{\alpha_2}. \end{aligned}\right\} \qquad (8.23)$$

Ранее было отмечено, что в сплошных колоннах двутаврового сечения коэффициент α_1 примерно в два раза больше коэффициента α_2, поэтому определяют требуемый размер b, а h принимают по конструктивным и производственным соображениям, руководствуясь, например, возможностью заводки между полками колонны балки при примыкании ее к стенке или возможностью приварки автоматом (трактором) полок к стенке (рис. 5.16) и т. п.

Установив генеральные размеры сечения b и h, подбирают толщину поясных листов (полок) и стенки исходя из требуемой площади колонны $A_{тр}$ и условий местной устойчивости.

Отношения ширины элементов сечения (полок, стенки) к их толщине подбирают так, чтобы они были меньше предельных отношений, устанавливаемых с точки зрения равнопрочности стержня в целом и его элементов (см. гл. 3, § 8).

В первом приближении обычно не удается подобрать рациональное сечение, которое удовлетворяло бы трем условиям ($A_{тр}$, $b_{тр}$, $h_{тр}$), так как при их определении исходная величина гибкости была задана произвольно. Выяснив несоответствие, указанные величины корректируют. Если заданная гибкость λ принята очень большой, то получается слишком большая площадь при сравнительно малых размерах b и h. Следовательно, надо увеличить сечение, одновременно уменьшив площадь $A_{тр}$, т. е. уменьшить принятую гибкость.

Если принятая гибкость чрезмерно мала, то получается слишком малая площадь при сильно развитом сечении, тогда $A_{тр}$ следует увеличить, уменьшив размеры сечения.

Откорректировав значения A, b и h, производят проверку сечения

$$i_x = \alpha_1 h; \quad i_y = \alpha_2 b;$$

$$\lambda_{max} = \frac{l_0}{i_{min}}; \quad \varphi_{min} \text{ по } \lambda_{max}$$

и напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} \leqslant R \cdot \gamma. \qquad (8.24)$$

Если нужно, вносят еще одну поправку в размеры сечения, обычно последнюю.

После окончательного подбора сечения производят его проверку определением фактического напряжения по формуле (8.24). При этом коэффициент φ_{min} берут по действительной наибольшей гибкости, для вычисления которой определяют фактические моменты инерции и радиусы инерции принятого сечения колонны $i_x = \sqrt{I_x/A}$; $i_y = \sqrt{I_y/A}$.

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости $\lambda_{max} = 120$, установленной СНиП, для чего определяют минимально возможный радиус инерции

$$i_{min} = l_0/\lambda_{max},$$

Таблица 8.3. Значение коэффициентов повышения прочности бетона в трубе

Марка бетона	250	300	350	400	450	500	550
$k_б$	1,92	1,83	1,73	1,66	1,59	1,55	1,50

и, установив по нему наименьшие размеры сечения,

$$b_{min} = i_{min}/\alpha_2; \quad h = i_{min}/\alpha_1$$

окончательно подбирают сечение по конструктивным соображениям исходя из наименьшей возможной толщины элементов (по условиям устойчивости).

Проверка несущей способности трубобетонной колонны производится по формуле

$$N \leqslant (A_б R_б k_б + A_{тр} R)\varphi, \tag{8.25}$$

где $A_б$ и $A_{тр}$ — площадь бетона и стальной трубы; $R_б$ и R — расчетные сопротивления бетона и стали; $k_б$ — коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона в трубе (табл. 8.3); φ — коэффициент продольного изгиба трубобетона (табл. 8.4).

Приведенная гибкость определяется по формуле

$$\lambda_{пр} = \frac{l_0}{i_б}\sqrt{\frac{(k+\mu)}{(0,25k+0,5\mu)}}, \tag{8.26}$$

где $k = \frac{k_б R_б}{R}$; $\mu = A_{тр}/A_б$; l_0 — расчетная длина колонны; $i_б$ — радиус бетонного ядра.

Конструктивное оформление и фактическая работа стержня колонн. В колоннах, работающих на центральное сжатие, сдвигающие усилия между стенкой и поясами незначительны, так как величина поперечной силы, возникающей от случайных воздействий, невелика. Поэтому поясные швы в сварных колоннах принимаются конструктивно в зависимости от марки стали и толщины свариваемых элементов (см. табл. 5.5).

В колоннах, не эксплуатируемых в средне- и сильноагрессивных средах и не возводимых в климатических районах I_1, I_2, II_2 и II_3 (при температуре <—50 °С, см. СНиП), поясные швы можно выполнять односторонними.

Толщину стенки колонны следует принимать возможно меньшей, так как сечение стенки, не увеличивая момента инерции относительно оси —y, увеличивает площадь и, следовательно, уменьшает радиус инерции $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ и жесткость колонны. В случае прикрепления мощных

Таблица 8.4. Коэффициенты продольного изгиба трубобетонных стержней (для труб из стали класса С38/23)

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$	10	20	30	40	50	60
Марка бетона: 250	0,988	0,963	0,931	0,888	0,850	0,791
500	0,988	0,974	0,950	0,922	0,893	0,852

Продолжение

Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$	70	80	90	100	110	120
Марка бетона: 250	0,728	0,654	0,591	0,527	0,461	0,400
500	0,800	0,731	0,663	0,588	0,518	0,450

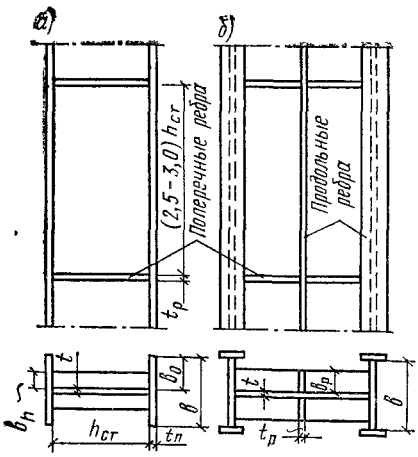


Рис. 8.12. Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны

Таблица 8.5 Предельные отношения расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине t

Сечение стержня	Предельные отношения h_0/t
Двутавровое	$h_0/t \leqslant (0,36+0,8\bar{\lambda}^2)\sqrt{E/R}$ но не более $2,9\sqrt{E/R}$
Швеллерное, коробчатое	$h_0/t \leqslant (0,85+0,19\bar{\lambda})\sqrt{E/R}$ При $\bar{\lambda}<0,8 h_0/t \sqrt{R/E} = 1$

балок стенка не должна быть чрезмерно тонкой, так как в противном случае она оказывается перенапряженной в месте прикрепления балок.

Из условия местной устойчивости наибольшее отношение расчетной высоты стенки h_0 к ее толщине t определяется по формулам, приведенным в табл. 8.5, а отношение свеса полки b_0 колонны двутаврового сечения к ее толщине $t_п$ (рис. 8.12) в колоннах с условной гибкостью λ от 0,8 до 4 должно удовлетворять условию

$$b_0/t_п \leqslant (0,36 + 0,1\bar{\lambda})\sqrt{E/R}\,.$$

При определении сечения сжатого стержня по предельной гибкости наибольшие значения h_0/t и $b_0/t_п$ следует умножить на коэффициент $\sqrt{\frac{R}{\sigma}\cdot\varphi}$, где $\sigma=N/A$, но не более чем на 1,25. В этом случае для двутаврового сечения $\bar{\lambda}$ не должно превышать $3,2\sqrt{E/R}$.

Из отношения $b_0/t_п$ и табл. 8.5 видно, что с увеличением гибкости колонны λ рассматриваемые отношения повышаются, т. е. стенка и полки могут быть относительно тоньше, так как при этом напряжения в стержне колонны снижаются. С повышением же расчетного сопротивления стали R толщины стенки и полки должны быть относительно больше, так как фактическое напряжение повышается.

Если по конструктивным соображениям отношение h_0/t принимается больше указанных выше величин, то стенку следует укреплять продольным ребром (рис. 8.12, *б*), которое препятствует потере устойчивости стенки, пересекая появляющиеся волны выпучивания.

В этом случае за расчетную высоту стенки h_0 принимают расстояние от ребра до полки сечения стержня.

Ребро может быть парным или расположенным с одной стороны.

При укреплении стенки парным ребром установленные выше значения h_0/t (табл. 8.5) следует умножать на коэффициент β, определяемый при $I_{пр}/(h_0 t^3) \leqslant 6$ по формуле

$$\beta = 1 + 0,4\frac{I_{пр}}{h_0 t^3}\left(1 - 0,1\frac{I_{пр}}{h_0 t^3}\right),$$

где $I_{пр}$ — момент инерции сечения продольного ребра.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольное ребро жесткости следует включать в расчетное сечение площади стержня.

Для укрепления контура сечения и стенки колонны при $h_0/t \leqslant 2,2\sqrt{E/R}$ ставятся поперечные ребра жесткости на расстоянии 2,5—

3 м одно от другого, на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Иногда по условиям гибкости колонны (например, при большей высоте колонн) приходится проектировать ее сечение с широкими полками, которые при недостаточной толщине могут оказаться неустойчивыми. В этих случаях для обеспечения устойчивости полок целесообразно укрепить их продольными ребрами, приваренными по кромкам (рис. 8.12, *б*). Эти ребра проектируют непрерывными по всей высоте колонны и при расчете вводят в состав сечения. В колоннах из тонких элементов ребра могут быть замены отгибами.

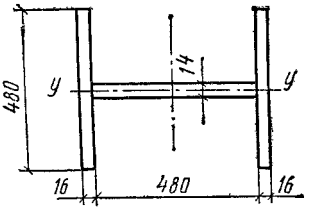


Рис. 8.13. Сечение колонны к примеру 8.1

На фактическую работу сплошных колонн существенное влияние оказывают местные погнутия листов, следствием которых являются более раннее развитие в листах пластических деформаций и потеря ими устойчивости.

В сквозных колоннах очень большое внимание следует уделять конструкции решеток. Недостаточное внимание к их конструкции неоднократно приводило к авариям. При хорошем центрировании и хорошем состоянии решеток фактические критические напряжения сквозных колонн близки к теоретическим (при расчете по приведенной гибкости).

Случайные эксцентриситеты приложения нагрузки имеют существенное влияние, однако они компенсируются тем, что фактическое закрепление колонн обычно более жесткое, чем принимаемое в расчете.

Пример 8.1. Требуется подобрать сечение сплошной центрально сжатой колонны длиной 6,5 м, защемленной внизу и шарнирно закрепленной вверху. Материал — сталь ВСт3пс6-1, толщина листов $t=4$—20 мм, $R=230$ МПа$=23{,}5$ кН/см^2. Расчетное усилие в стержне колонны $N=4500$ кН. Коэффициент условий работы $\gamma=1$. Принимаем двутавровое сечение стержня колонны сваренным из трех листов (рис. 8.13). Расчетная длина стержня $l_0=0{,}7\ l=0{,}7\cdot 6{,}5=4{,}55$ м. *Задаемся гибкостью* $\lambda=40$ и находим соответствующее значение $\varphi=0{,}900$ (см. прил. 7), предварительно определив требуемые:

площадь сечения

$$A_{\text{тр}}=N/\varphi R=4500/(0{,}900\cdot 32{,}5)=212{,}8\ \text{см}^2;$$

радиус инерции

$$i_{\text{тр}}=l_0/\lambda=455/40=11{,}35\ \text{см};$$

ширину сечения (см. табл. 8.1)

$$b_{\text{тр}}=i_{\text{тр}}/\alpha_2=11{,}35/0{,}24=47{,}4.$$

Принимаем сечение полки, равное 2—48·1,6—153,5 см^2, стенки — 1—44,8·1,4= =62.7 см^2, $A=216{,}3$ см^2.

Проверяем напряжение по подобранному сечению:

$$I_y=(2\cdot 1{,}6\cdot 48^3)/12=2950\ \text{см}^4;\quad i_y=\sqrt{2950/216{,}3}=11{,}65\ \text{см};\quad \lambda=455/11{,}65=39;$$

$$\varphi=0{,}904;$$

$$\sigma=N/\varphi A=4500/0\ 904\cdot 216{,}3=23\ \text{кН/см}^2<23{,}5\ \text{кН/см}^2.$$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей устойчивости. Проверяем местную устойчивость стенки по формуле табл. 8.5

$$\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}=39\sqrt{23{,}5/21\,000}=1{,}3;$$

$$h_0/t=44{,}8/1{,}4=32.\ \text{По табл. 8,5}\,(1{,}3+0{,}15\cdot 1{,}3^2)\times$$

$$\times\sqrt{\frac{21\,000}{23{,}5}}=39{,}5>32.\quad \text{Стенка устойчива.}$$

Проверяем местную устойчивость полки (см. стр. 192)

$$b_0/t_{\text{п}}=23{,}3/1{,}6=14{,}6=(0.36+0{,}1\cdot 1{,}30)\cdot\sqrt{21\,000/23{,}5}=14{,}6.$$

Расчеты показали, что стенка и полка удовлетворяют требованиям устойчивости.

2. Сквозные колонны

Подбор сечения сквозной колонны. При подборе сечения сквозной колонны устойчивость ее относительно свободной оси проверяют не по гибкости $\lambda_y = l_0/r_y$, а по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, которая вследствие деформативности решеток всегда больше (см. гл. 8, § 3.2).

Приведенная гибкость зависит от расстояния между ветвями, устанавливаемого в процессе подбора сечения. Расстояние b между ветвями (рис. 8.4, *а—в*) определяется требованием равноустойчивости сквозной колонны относительно осей x и y, для чего приведенная гибкость должна быть равна гибкости относительно материальной оси ($\lambda_{пр} = \lambda_x$).

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси x, т. е. с определения требуемой площади сечения по формуле (8.21):

$$A_{тр} = N/\varphi_x R\gamma.$$

Так же как и при подборе сечения сплошных колонн, надо задаться гибкостью, чтобы получить из таблицы коэффициент продольного изгиба φ.

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН, длиной 5—7 м можно задаться гибкостью $\lambda = 90—60$, для более мощных колонн с нагрузкой 2500—3000 кН гибкость можно принять равной $\lambda = 60—40$.

Задавшись гибкостью λ и определив по ней коэффициент φ, по формуле (8.21) получаем требуемую площадь и требуемый радиус инерции относительно материальной оси $i_{x тр} = l_0/\lambda$, учитывая, что гибкость относительно материальной оси равна расчетной гибкости.

Определив требуемую площадь и требуемый радиус инерции, подбираем по сортаменту соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Если эти величины по сортаменту не будут совпадать в одном профиле, что бывает при неудачно заданной гибкости, то нужно взять профиль, в котором величины A и i имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Приняв сечение стержня, проверяем его устойчивость по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} \leqslant R\gamma,$$

где φ_x — коэффициент определяем по действительной гибкости $\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}$.

Если сечение подобрано удовлетворительно, то следующим этапом является определение расстояния между ветвями из условия равноустойчивости $\lambda_{пр} = \lambda_x$.

Приведенная гибкость определяется по формулам (8.10) или (8.15) в зависимости от типа решетки.

В колоннах с планками рекомендуется принимать гибкость ветви $\lambda_1 = 30 \div 35$, но не более 40.

При решетке из планок, задавшись λ_1 и исходя из формулы (8.10), находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{пр}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \qquad (8.27)$$

Необходимо иметь в виду, что $\lambda_1 < \lambda_u$, в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Определив гибкость λ_y, находим соответствующий ей радиус инерции $i_y = l_0/\lambda_y$ и расстояние между ветвями, которое связано с радиусом инерции отношением $b = i_y/\alpha_2$.

Коэффициент α_2 зависит от типа сечения ветвей и берется по табл. 8.1.

Значение b должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей.

Чтобы определить гибкость λ_y в колоннах с раскосной решеткой по формуле (8.16), задаются сечением раскосов $A_р$. Имея отношение $A/A_р$, определяем

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 \frac{A}{A_р}}, \tag{8.28}$$

а затем i_y и b (как в колоннах с планками).

После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси y по формуле (8.24). Для проверки устойчивости нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками и по приведенной гибкости определить коэффициент φ_y. Если коэффициент φ_y больше коэффициента φ_x, то проверка устойчивости относительно оси y по формуле (8.24) не нужна.

В колоннах с решетками должна быть также проверена устойчивость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки.

В колоннах с решетками в четырех плоскостях с поясами и решеткой из одиночных уголков расчетные длины поясов и раскосов зависят от типа решетки, конструкции прикрепления раскоса к поясу и отношения погонных жесткостей пояса и решетки. Значения расчетных длин принимаются по СНиП.

Установив окончательное сечение сквозной колонны, переходят к расчету решетки.

Расчет безраскосной решетки (планок). Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви и радиусом инерции ветви

$$l_{ов} = \lambda_1 i_y. \tag{8.29}$$

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимают расстояние между планками в свету (рис. 8.14, *а*).

Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям. Планки работают на изгиб от действия перерезывающей силы $Q_{пл}$, величина которой определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны (рис. 8.14, *б*)

$$Q_{пл}\, l_в/2 = F_{пл}\, b_0/2, \tag{8.30}$$

где $Q_{пл}$ — поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при двух системах планок половине поперечной силы стержня колонны, вычисленной по табл. 8.2 или по формуле (8.20): $Q_{пл} = Q_{усл}/2$; $l_в$ — расстояние между осями планок; b_0 — расстояние между ветвями в осях.

Отсюда

$$F_{пл} = Q_{пл} l_в / b_0. \tag{8.31}$$

Высоту планки $h_{пл}$ обычно определяют из условия ее прикрепления. Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планок не следует принимать слишком малой, обычно эта ширина устанавливается в пределах $(0{,}5 \div 0{,}75)\ b$, где b — ширина колонны.

Толщина планок берется конструктивно от 6 до 10 мм в пределах $(1/10—1/15)\ h_{пл}$.

В месте прикрепления планок действуют поперечная сила $F_{пл}$ и изгибающий момент $M_{пл}$, равный

$$M_{пл} = F_{пл} \frac{b_0}{2}. \tag{8.32}$$

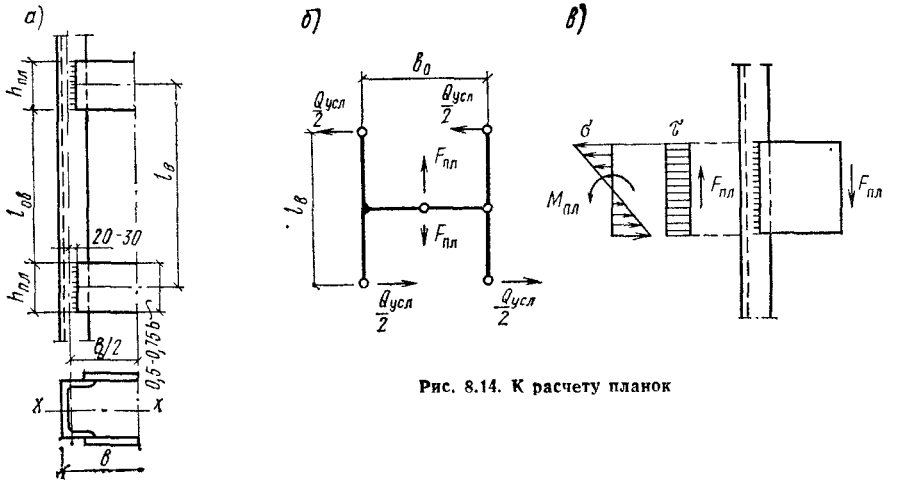


Рис. 8.14. К расчету планок

В сварных колоннах планки прикрепляют к ветвям внахлестку и приваривают угловыми швами, причем планки обычно заводят на ветви на 20—30 мм (рис. 8.14, *а*).

Прочность углового шва определяют по равнодействующему напряжению от момента инерции и поперечной силы (рис. 8.14, *в*)

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leqslant \left(R_y^{св} \gamma_y^{св} \beta\right)_{min} \gamma, \qquad (8.33)$$

где $\sigma = \frac{M_{пл}}{W_ш}$ — напряжение в шве от изгибающего момента; $\tau = \frac{F_{пл}}{A_ш}$ — напряжение в шве от поперечной силы; $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление срезу угловых швов.

Затем определяют момент сопротивления шва $W_ш = k_ш \cdot l_ш^2/6$ и площадь шва $A_ш = k_ш l_ш$.

Пример 8.2. Требуется подобрать сечение стержня, а также рассчитать и сконструировать планки сквозной центрально-сжатой колонны длиной 6 м с шарнирным прикреплением по концам. Марка стали Вст3пс6-2, расчетное сопротивление $R = 240$ МПа $= 24{,}5$ кН/см². Присоединение планок осуществляется ручной сваркой электродами Э42. Расчетная нагрузка $N = 1400$ кН. Расчетная длина стержня $l_0 = l = 6$ м; $\gamma = 1$; $\gamma_{ус}^{св} = \gamma_{ус}^{св} = 1$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 60$ и находим соответствующее значение $\varphi = 0{,}805$ (прил 7). Подбираем сечение стержня, рассчитывая его относительно материальной оси x, определяя требуемые: площадь сечения $A_{тр} = N/\varphi R = 1400/0{,}805 \cdot 24{,}5 = 70{,}98$ см² и радиус инерции $i_{тр} = l_0/\lambda = 600/60 = 10$.

По сортаменту ГОСТ 8240—72 с изм. (прил. 14) принимаем два швеллера № 27 со значениями A и i, близкие к требуемым $A = 2 \cdot 35{,}2 = 70{,}4$ см²; $i_x = 10{,}9$ см.

Рассчитываем гибкость относительно оси x (рис. 8.15).

$$\lambda_x = 600/10{,}9 = 55; \qquad \varphi_x = 0{,}828.$$

Проверяем устойчивость относительно оси x

$$\sigma = N/\varphi A = 1400/0{,}828 \cdot 70{,}4 = 23{,}99 \text{ кН/см}^2, \quad < R = 24{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение $\frac{24{,}5 - 23{,}99}{24{,}5} 100 = 2{,}08\ \%$ допустимо. Принимаем сечение из 2 швеллеров № 27 (рис. 8.15).

Расчет относительно свободной оси. Определяем расстояние между ветвями колонны из условий равноустойчивости колонны в двух плоскостях $\lambda_{пр} = \lambda_x$, затем требуемую гибкость относительно свободной оси y—y по формуле (8.27)

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{пр}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}.$$

Принимаем гибкость ветви равной 30 и находим $\lambda_y = \sqrt{55^2 - 30^2} = 46$ Полученной гибкости соответствуют радиус инерции $i_y = 600/46 = 13$ см и требуемое расстояние между ветвями $b = i_y/0{,}44 \simeq 30$ см (см. табл. 8.1). Полученное расстояние должно быть не меньше двойной ширины полок швеллеров плюс зазор, необходимый для оправки внутренних поверхностей стержня. В данном случае $b_{тр} \geqslant 2 \cdot 95 + 100 = 290$ мм < 300 мм, следовательно, установленную ширину 300 мм можно принять за основу для дальнейшего расчета.

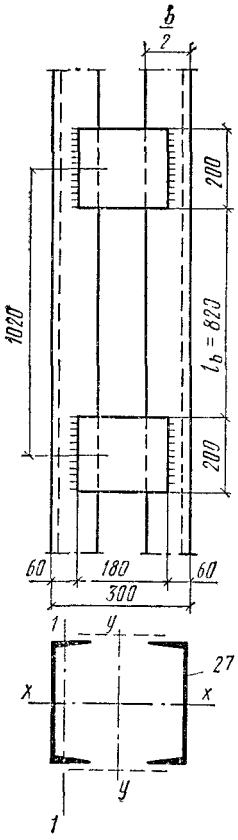


Рис. 8.15. Стержень колонны с планками к примеру 8.2

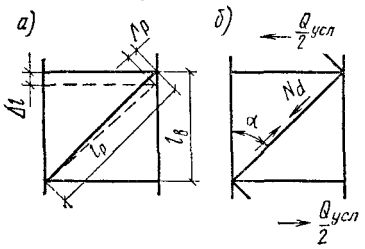


Рис. 8.16. К расчету раскосной решетки

Проверка сечения относительно свободной оси. Имеем из сортамента $I_1=262$ см^4, $i_1=2{,}73$ см, $z_0=2{,}47$ см, $I_y=2[262+35{,}2(15-2{,}47)^2]=11576{,}4$ см^4.

Расчетная длина ветви $l_0=\lambda_1 i_1=30\cdot 2{,}73=82$ см. Принимаем расстояние между планками 82 см и сечение планок 8×200 мм, тогда $I_{пл}=0{,}8\cdot 20^3/12=533{,}3$ см^4.

Радиус инерции сечения стержня относительно свободной оси

$$i_y=\sqrt{I_y/A}=\sqrt{11\,576{,}4/70{,}4}=12{,}85 \text{ см},$$

Гибкость стержня относительно свободной оси $\lambda_y=600/12{,}85=46{,}7$.

Для вычисления приведенной гибкости относительно свободной оси надо проверить отношение погонных жесткостей планки и ветви

$$I_{пл}/b_0 : I_1/l_в = I_{пл}\, l_в/J_1 b_0 = 533{,}3\cdot 102/262\cdot 25{,}06 = 8{,}28 > 5.$$

Здесь

$$b_0 = 30 - 2\cdot 2{,}47 = 25{,}06 \text{ см}.$$

Приведенную гибкость вычисляем по формуле (8.10) при отношении погонных жесткостей планки и ветви более 5:

$$\lambda_{пр}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}=\sqrt{46{,}7^2+30^2}\approx 55=\lambda_x.$$

Так как $\lambda_{пр}=\lambda_x$, напряжение можно не проверять, колонна устойчива в двух плоскостях.

Расчет планок. Расчетная поперечная сила в колонне принимается по данным, приведенным в табл. 8.2:

$$Q_{усл}=0{,}27A=0{,}27\cdot 70{,}4=18{,}9 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани,

$$Q_{пл}=Q_{усл}/2=18{,}9/2=9{,}45 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки (рис. 8.14, 8.15):

$$M_{пл}=Q_{пл}\, l_в/2=9{,}45\cdot 102/2=472{,}5 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$F_{пл}=Ql_в/b=9{,}45\cdot 102/25{,}06=38{,}4 \text{ кН}.$$

Принимаем приварку планок к полкам швеллеров угловыми швами с катетом шва $k_м=0{,}7$ см.

Определяем, какое из сечений угловых швов по прочности, по металлу шва или по границе сплавления, имеет решающее значение. По табл. 5.1 $R^{св}_{уш}=180$ МПа (~ 18 кН/см^2), $R^{св}_{ус}=160$ МПа (~ 16 кН/см^2); по табл. 5.4 $\beta_ш=0{,}7$, $\beta_с=1$, тогда $\beta_ш R^{св}_{уш}=0{,}7\times 18=12{,}6$ кН/см$^2<\beta_с R^{св}_{ус}=1\cdot 16=16$ кН/см^2.

Необходима проверка по металлу шва. Для проверки имеем расчетную площадь шва $A_{уш}=k_ш l_ш=0{,}7\ (20-2\cdot 0{,}7)=13{,}0$ см^2.

Момент сопротивления шва $W_ш=k_ш l_ш^2/6=0{,}7\cdot(20-2\cdot 0{,}7)^2/6=40{,}35$ см^3.

Напряжения в шве от момента и поперечной силы $\sigma_{уш}=M_{пл}/W_ш=472{,}5/40.35=11{,}7$ кН/см^2, $\tau_{уш}=F_{пл}/A_{уш}=38{,}4/13{,}0=2{,}95$ кН/см^2.

Проверяем прочность шва по равнодействующему напряжению $\sigma_ш=\sqrt{11{,}7^2+2{,}95^2}=12{,}06$ кН/см$^2<\beta_ш\cdot R^{св}_{уш}=12{,}6$ кН/см^2.

Расчет раскосной решетки. Элементы раскосных решеток колонн работают на осевые силы от продольной деформации стержня колонны и от поперечной силы при изгибе колонны (рис. 8.16).

Если $\sigma_к$ напряжение в колонне от продольной силы N, то сокращение длины колонны на протяжении панели длиной $l_в$ (рис. 8.16, а) $\Delta l = \sigma_к l_в / E$, в соответствии с этим сокращение величины раскоса длиной $l_р$ (рис. 8.16, *а*)

$$\Delta p = \sigma_р l_р / E = \Delta l \cos \alpha = \sigma_к l_в \cos \alpha / E, \tag{8.34}$$

где $\sigma_р$ — напряжение в раскосе от сжатия колонны.

Поскольку

$$l_р = l_в / \cos \alpha, \text{ то } \sigma_р' = \sigma_к \cdot \cos^2 \alpha. \tag{8.35}$$

К этому напряжению должно быть прибавлено напряжение от действия поперечной силы продольного изгиба $Q_{усл}$ (рис. 8.17, *б*).

Усилие в раскосе определяется по формуле

$$N_р = Q_{усл} / n \cdot \sin \alpha,$$

где $Q_{усл}$ — поперечная сила, n — число раскосов в одном сечении колонны, расположенных в двух параллельных плоскостях.

Напряжение в раскосе рассчитывается по формуле

$$\sigma_р'' = N_р / A_р = Q_{усл} / n \sin \alpha \cdot A_р. \tag{8.36}$$

Суммарное напряжение сжатия

$$\sigma = \sigma_р' + \sigma_р'' \leqslant \varphi R \gamma. \tag{8.37}$$

Коэффициент φ берется по гибкости раскоса, определяемой по наименьшему радиусу инерции сечения уголка; коэффициент условий работы γ, учитывающий одностороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка, принимается по СНиП II-23-81, табл. 6.

Усилия в раскосах решетки обычно невелики и требуют уголков небольших сечений. В сварных колоннах следует применять уголки не менее 40×5 мм. Распорки служат для уменьшения расчетной длины ветви колонны и обычно принимаются такого же сечения, как и раскосы.

Поперечная сила $Q_{усл}$ создает в одной из ветвей колонны дополнительное сжимающее усилие, в другой — такое же по величине растягивающее. Эти дополнительные усилия по сравнению с осевой сжимающей силой в колонне незначительны и потому в расчете не учитываются.

§ 6. БАЗЫ КОЛОНН

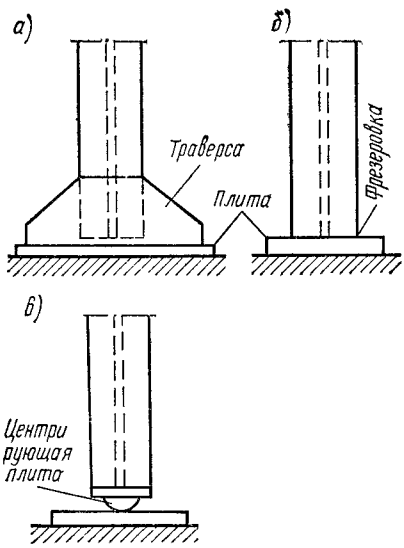
1. Типы и конструктивные особенности баз

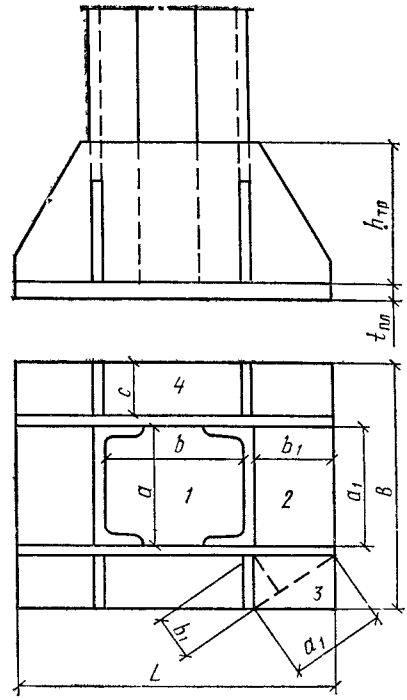
Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с основанием. При шарнирном сопряжении база при действии случайных моментов должна иметь возможность некоторого поворота относительно фундамента, при жестком сопряжении необходимо обеспечить сопряжение базы с фундаментом, не допускающее поворота.

По конструктивному решению базы могут быть с траверсой (рис. 8.17, *а*), с фрезерованным торцом (рис. 8.17, *б*) и с шарнирным устройством в виде центрирующей плиты (рис. 8.17, *в*).

При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000—5000 кН) чаще применяются базы с траверсами. Траверса воспринимает нагрузку от стержня колонны и передает ее на опорную плиту. Чтобы увеличить равномерную передачу давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами между ветвями траверсы (рис. 8.18, *а*). В легких колоннах роль траверсы могут выполнять консольные ребра, приваренные к стержню колонны и опорной плите (рис. 8.18, *б*). В колоннах с большими расчетными усилиями (6000—10 000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец базы. В этом случае траверса и ребра отсутствуют и плита, чтобы равномерно передать нагрузку на фундамент, должна иметь значительную толщину. Конструкция базы с фрезерованным торцом значительно проще и в этом случае позволяет вести монтаж более простым, безвыверочным способом.

Базы с шарнирным устройством (рис. 8.17, *в*) четко отвечают расчетной схеме, но из-за большей сложности монтажа в колоннах при-





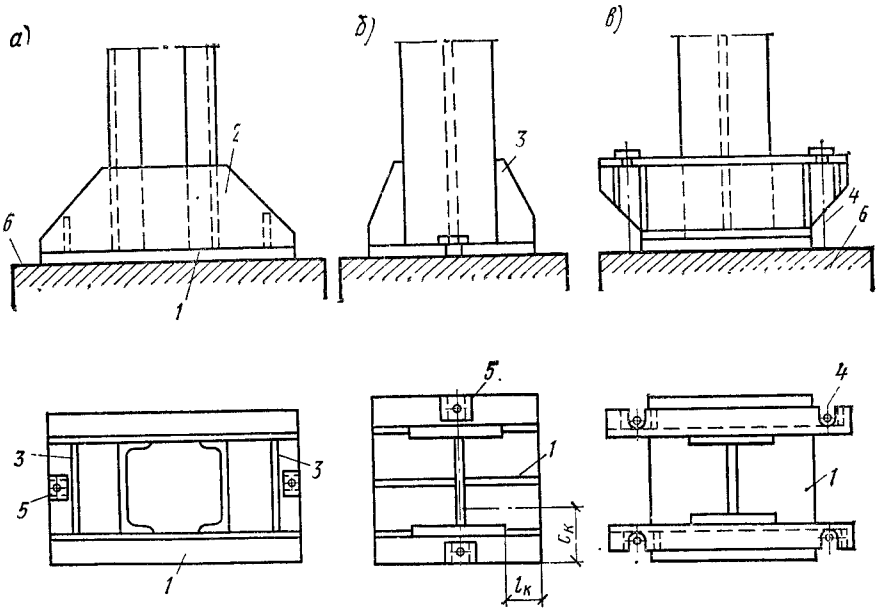


Рис. 8.17. Типы баз колонн

Рис. 8.18. Базы центрально-сжатых колонн

1 — плита; *2* — траверса; *3* — ребро; *4* — анкерный болт; *5* — анкерная шайба; *6* — фундамент

Рис. 8.19. К расчету базы колонны

меняются редко. Конструкция и расчет таких баз рассмотрены в гл. 17.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты ставятся лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Анкеры в этом случае прикрепляются непосредственно к опорной плите базы; благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии

случайных моментов (рис. 8.18, *а* и *б*). При жестком сопряжении анкеры прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны (рис. 8.18, *в*).

Диаметр анкерных болтов при шарнирном сопряжении принимают равным $d=20—30$ мм, а при жестком $d=24—36$ мм. Для возможности некоторой передвижки колонны в процессе ее установки диаметр отверстия для анкерных болтов принимается в 1,5—2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к базе.

2. Расчет и конструктивное оформление баз с траверсой и консольными ребрами

После выбора типа базы расчетом устанавливают размеры опорной плиты в плане и ее толщину (рис. 8.19).

Требуемая площадь плиты

$$A_{пл.тр} = N/R_{см\,б}, \tag{8.38}$$

где N — расчетная нагрузка на колонну; $R_{см\,б}$ — расчетное сопротивление сжатию материала фундамента (бетона).

При площади опорной плиты $A_{пл}$, значительно меньшей площади верхнего обреза фундамента $A_ф$, расчетное сопротивление повышается и его можно определить по формуле

$$R_{см\,б} = R_{пр}\sqrt{A_ф/A_{пл}} = R_{пр}\gamma, \tag{8.39}$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, максимальное значение $\gamma=1,5$.

Размеры плиты B и L определяются в пределах требуемой нагрузки по конструктивным соображениям в зависимости от размещения ветвей траверсы или укрепляющих плиту ребер.

Плита работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Опыты показали, что давление на фундамент распределяется неравномерно, с пиками в местах передачи нагрузки. Однако для простоты расчета давление под плитой принимается равномерно распределенным. Плиту рассчитывают как пластину, нагруженную снизу равномерно распределенным давлением фундамента и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (ветви траверсы, диафрагмы, ребра и т. п.).

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре канта — контур *1*, на три канта — *2*, на два канта — *3* и консольные — *4* на рис. 8.19.

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 см, в пластинках, опертых на 3 или 4 канта, определяют по формулам:

при опирании на три канта

$$M = \beta q a_1^2, \tag{8.39а}$$

при опирании на четыре канта

$$M = \alpha q a^2, \tag{8.40}$$

где q — расчетное давление на 1 см² плиты, равное напряжению на фундамент.

α и β — коэффициенты, полученные акад. Б. Г. Галеркиным, приведены в табл. 8.6 и 8.7; α — коэффициент, зависящий от отношения бо-

Таблица 8.6. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых на четыре каната

b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица 8.7. Коэффициенты α для расчета на изгиб плит, опертых на три или два канта

b/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

лее длинной стороны b к более короткой a; коэффициент β зависит от отношения закрепленной стороны пластинки b_1 к свободной a_1; размеры a и b берутся между кромками ветвей траверсы или ребер.

При отношении сторон $b/a>2$ расчетный момент определяется как для однопролетной балочной плиты по формуле

$$M = qa^2/8. \tag{8.41}$$

При отношении сторон $a_1/b_1>2$ плита рассчитывается как консоль.

При опирании плиты на два канта, сходящихся под углом, для повышения запаса прочности можно пользоваться формулой (8.40). Для этой цели следует принимать размер a_1 по диагонали между кантами, размер b_1 равным расстоянию от вершины угла до диагонали (рис. 8.19).

Изгибающий момент на консольном участке плиты определяется по формуле

$$M = qc^2/2. \tag{8.42}$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см $W_{пл}=1t^2_{пл}/6=M_{max}/R$, а по нему требуемая толщина плиты

$$t_{пл} \geqslant \sqrt{6M_{max}/R}. \tag{8.43}$$

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20—40 мм. При резком отличии моментов по величине на различных участках плиты надо внести изменения в схему опирания плиты, чтобы по возможности выравнить величины моментов, что должно привести к облегчению базы.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы.

Если ветви траверсы прикрепляются к стержню колонн четырьмя швами, то получить требуемую высоту траверсы можно по формуле

$$h_{тр} = N/4k_{ш}\left(\beta\gamma_y^{св}R_y^{св}\right)_{min}. \tag{8.44}$$

Высота углового шва принимается не более 1—1,2 толщины ветви траверсы, которая из конструктивных соображений устанавливается равной 10—16 мм. Высоту траверсы следует принимать не больше 85 $k_ш$.

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

Прикрепление диафрагм к ветвям траверсы (рис. 8.18, *а*) рассчитывают в запас прочности на усилие

$$N = qab, \tag{8.45}$$

где q — напряжение в фундаменте под опорной плитой; a — расстояние между ветвями траверсы; b — ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму.

При опирании плиты на три или четыре канта линии раздела передачи давления принимаются по биссектрисам углов.

Прикрепление консольных ребер к стержню колонны (рис. 8.18, *б*) рассчитывается на момент и поперечную силу.

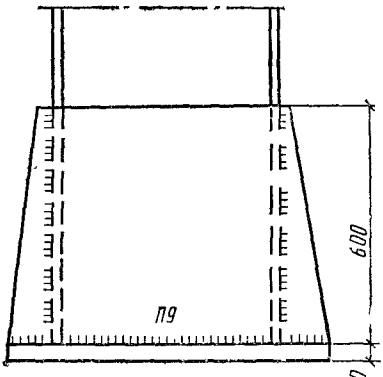
Момент в плоскости прикрепления

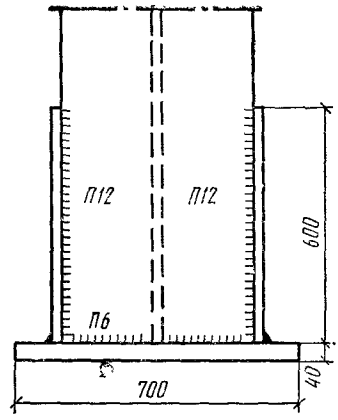
$$M = qc_к\frac{l_к^2}{2}, \tag{8.46}$$

где l — ширина грузовой площади; $l_к$ — вылет консоли.

Поперечная сила в прикреплении консоли

$$Q_к = qc_к l_к.$$





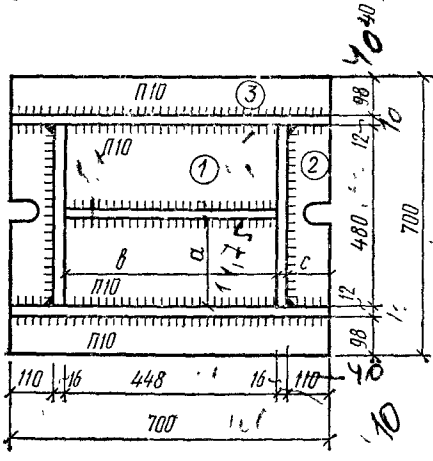


Рис. 8.20. К примеру расчета 8.3

Если ребра крепят к стержню колонны угловыми швами, швы проверяют по равнодействующей напряжений от изгиба и поперечной силы

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \leqslant \left(R_y^{св}\,\gamma_y^{св}\,\beta\right)_{min}. \quad (8.47)$$

А если стыковыми швами — по приведенным напряжениям

$$\sigma = \sqrt{\sigma + 3\tau^2} \leqslant R^{св}. \quad (8.48)$$

Пример 8.3. Запроектировать базу сплошной колонны двутаврового сечения, рассмотренной в прим. 8 1 (рис. 8 20). Материал базы — сталь марки Вст3кп2, расчетное сопротивление $R = 213$ МПа $= 22$ кН/см² при $t = 4$—20 мм, $R = 205$ МПа $= 21$ кН/см² при $t = 21$—40 мм.

Бетон фундамента марки 150, $R_{пр} = 7$ МПа $= 0{,}7$ кН/см².

Нагрузка на базу $N = 4100$ кН.

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{пл\ тр} = N/R_{пр}\,\gamma = 4500/0{,}7\cdot 1{,}2 = 4881\ см^2.$$

По ориентировочному значению коэффициента $\gamma = 1{,}2$ принимаем плиту размером 700×700 мм (см. рис. 8 20). Принимая площадь по обрезу фундамента $A_ф = 1000\times 1000$ см, корректируем коэффициент γ:

$$\gamma = \sqrt{A_ф/A_{пл}} = \sqrt{100\cdot 100/70\cdot 70} = 1{,}26 \approx 1{,}2.$$

Далее рассчитываем напряжение под плитой базы

$$\sigma_ф = 4500/70\cdot 70 = 0{,}91\ кН/см^2 \approx R_{пр}\,\gamma = 0{,}7\cdot 1{,}26 = 0{,}88\ кН/см^2.$$

Конструируем базу колонны с траверсами толщиной 10 мм, привариваем их к полкам колонны и к плите угловыми швами (рис. 8 20). Вычисляем изгибающие моменты на разных участках для определения толщины плиты.

Участок 1, опертый на 4 канта.

Отношение сторон $b/a = 448/233 = 1{,}9$ $\alpha = 0{,}098$ (табл. 8 6):

$$M_{пл.1} = \alpha q a^2 = 0{,}098\cdot 0{,}91\cdot 23{,}3^2 = 48{,}4\ кН\cdot см\ (q = \sigma_ф);$$

участок 2, консольный, отношение $b/a > 2$:

$$M_2 = ql^2/2 = 0{,}91\cdot 11^2/2 = 55{,}06\ кН.см.$$

Участок 3 не проверяем, так как он имеет меньший консольный свес Определяем толщину плиты по максимальному моменту

$$t_{пл} \geqslant \sqrt{6M_{max}/R} = \sqrt{6\cdot 55{,}06/21} = 3{,}96\ см.$$

Принимаем плиту толщиной $t_{пл} = 40$ мм.

Таким образом, с запасом прочности усилие в колонне полностью передается на траверсы, не учитывая прикрепления торца колонны к плите.

Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св08Г2С. Толщину траверс принимаем $t_{тр} = 12$ мм, высоту $h_{тр} = 600$ мм. Расчетные характеристики: $R_{уш}^{св} = 215$ МПа $= 21{,}5$ кН/см²; $R_{ус}^{св} = 0{,}45\cdot 365 = 164{,}2$ МПа $= 16{,}42$ кН/см²; $\beta_ш = 0{,}7$; $\beta_с = 1{,}0$; $\beta_ш R_{уш}^{св} = 0{,}7\cdot 21{,}5 = 15{,}05$ кН/см² $< \beta_с R_{ус} = 1\cdot 16{,}42 = 16{,}42$ кН/см²; $\gamma_{уш}^{св} = \gamma_{ус}^{св} = 1$.

Прикрепления рассчитываем по металлу шва, принимая катет угловых швов $k_ш = 12$ мм:

$$\sigma_ш = N/k_ш 4l_ш = 4100/1,2 \cdot 4\,(60-2) = 14,5 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем допустимую длину шва

$$l_ш = (60-2) = 58 \text{ см} < 85\beta_ш k_ш = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см}.$$

Требование к максимальной длине швов выполняется. Крепление траверсы к плите принимаем угловыми швами $k_ш = 10$ мм.

Проверяем прочность швов

$$\sigma_ш = N/k_ш \Sigma l_ш = 4100/1 \cdot 2\,(68 + 2,9 + 2 \cdot 42,8) = 11,9 \text{ кН/см}^2 < 15,05 \text{ кН/см}.$$

Швы удовлетворяют требованиям прочности. При вычислении суммарной длины швов с каждой стороны шва не учитывалось по 1 см на непровар.

Приварку торца колонны к плите выполняем конструктивными швами $k_ш = 6$ мм, так как эти швы в расчете не учитывались.

3. Расчет и конструктивное оформление базы при фрезерованном торце стержня колонны

При фрезерованном торце стержня колонны (рис. 8.21, *а*) плиту обычно принимают квадратной со стороной

$$B = \sqrt{N/R_ф}. \tag{8.49}$$

Так как свесы плиты не укреплены, то плита иногда получается значительной толщины, толще обычного прокатного листа (40—50 мм). В связи с этим возможно применение литых плит или слябов.

Для точной фиксации положения мощной колонны по высоте опорную плиту удобно устанавливать отдельно с помощью трех установочных винтов (рис. 8.21, *а*). После выверки плиты и заливки ее до верхнего обреза бетоном на нее устанавливают стержень колонны.

Плита при фрезерованном торце стержня колонны работает как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление, сконцентрированное на участке, ограниченном контуром стержня (рис. 8.21, *б*).

Ведя расчет в запас прочности, можно определить изгибающий момент в плите по кромке колонны, рассматривая трапецеидальный участок плиты как консоль шириной b (у сопряжения с колонной):

$$M = \sigma_ф Ac, \tag{8.50}$$

где A — площадь трапеции, заштрихованная на рис. 8.21, б; c — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны.

Требуемая толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{6M/bR}. \tag{8.51}$$

Точный расчет, учитывающий фактический пространственный изгиб плиты, для прямоугольной пластинки весьма сложен, однако он может быть упрощен, если заменить прямоугольную плиту и сечение колонны равновеликими им по площади кругами (рис. 8.21, *в*).

В каждой точке такой пластины возникают моменты: M_r — в радиальном направлении и M_t — в тангенциальном направлении при ширине расчетного элемента 1 см:

$$M_r = K_r N \text{ кН·см}; \tag{8.52}$$

$$M_t = K_t \cdot N \text{ кН·см}, \tag{8.53}$$

где N — полное расчетное давление колонны на плиту, кН; K_r и K_t — коэффициенты, зависящие от отношения радиуса колонны к радиусу плиты $\beta = b/a$.

Значения k_r и k_t для точек, лежащих на границе плиты и колонны, приведены в табл. 8.8.

По найденным моментам определяют напряжения:

нормальные

$$\sigma_r = 6M_r/t_{пл}^2; \quad \sigma_t = 6M_t/t_{пл}^2 \tag{8.54}$$

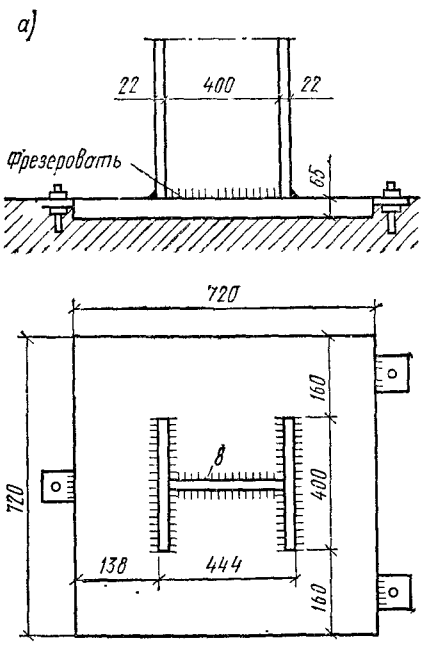


Рис. 8.21. База с фрезерованным торцом стержня

и касательные

$$\tau = N/2\pi b t_{пл}. \qquad (8.55)$$

Проверяется приведенное напряжение (см. гл. 3, § 3)

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} < R\gamma. \qquad (8.56)$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $b/a \geqslant 0{,}5$; если $b/a < 0{,}5$, то правильнее рассматривать плиту как круглую пластинку.

Для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите условно рассчитывается на усилие, составляющее 15 % общего давления.

Таблица 8.8. Коэффициенты для расчета плиты как круглой пластинки (под фрезерованным торцом колонны)

β	0,3	0,4	0,5	0,6
k_p	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_t	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

§ 7. ОГОЛОВКИ КОЛОНН И СОПРЯЖЕНИЕ БАЛОК С КОЛОННАМИ

1. Типы сопряжений

Сопряжение балок с колоннами может быть *свободное* (шарнирное) и *жесткое*. Свободное сопряжение передает только вертикальные нагрузки. Колонны в этом случае должны быть закреплены во время эксплуатации и монтажа от горизонтальных смещений защемлением в фундаменте или системами вертикальных связей. Жесткое сопряжение балок с колоннами образует рамную систему, способную воспринимать горизонтальные воздействия и уменьшать расчетный момент в балках. В этом случае балки примыкают к колонне сбоку.

2. Конструирование и расчет оголовков колонн

При свободном сопряжении балки обычно ставят на колонну сверху, что обеспечивает простоту монтажа.

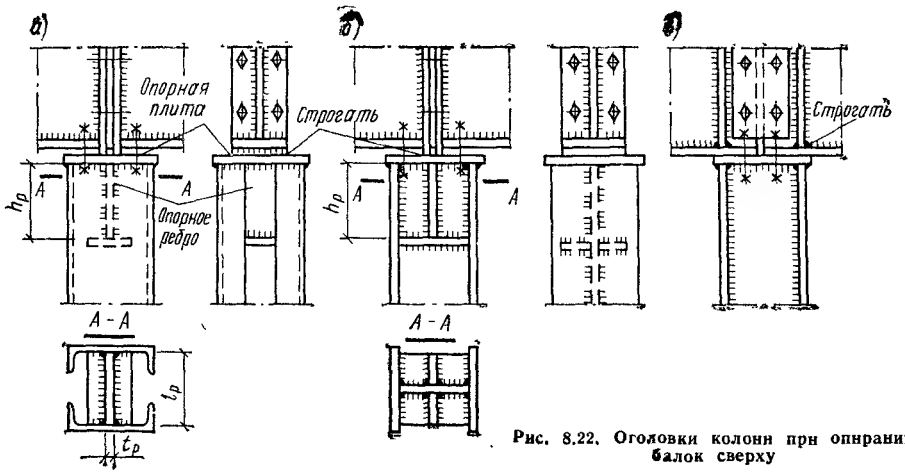


Рис. 8.22. Оголовки колонн при опирании балок сверху

В этом случае оголовок колонны состоит из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис. 8.22).

Если нагрузка передается на колонну через фрезерованные торцы опорных ребер балок, расположенных близко к центру колонны, то плита оголовка поддерживается снизу ребрами, идущими под опорными ребрами балок (рис. 8.22, *а* и *б*).

Ребра оголовка приваривают к опорной плите и к ветвям колонны при сквозном стержне или к стене колонны при сплошном стержне. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок. Проверяют их по формуле

$$\sigma = N/k_ш \Sigma l_ш \leqslant \left(\beta\gamma_y^{св} R_y^{св}\right)_{min} \gamma. \quad (8.57)$$

Высоту ребра оголовка определяют требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше $85\beta_ш k_ш$):

$$h_р = N/4k_ш \left(\beta\gamma_y^{св} R_y^{св}\right)_{min} \gamma. \quad (8.58)$$

Толщину ребра оголовка определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением

$$t_р = N/l_{см} R_{см.г}, \quad (8.59)$$

где $l_{см}$ — длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны.

Назначив толщину ребра, следует проверить его на срез по формуле

$$\tau = 0{,}5N/2h_р t_р \leqslant R_{ср}. \quad (8.60)$$

При малых толщинах стенок швеллеров сквозной колонны и стенки сплошной колонны их надо также проверить на срез в месте прикрепления к ним ребер. Можно в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

Чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенки стержня колонны в местах передачи больших сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра, воспринимающие нагрузку, обрамляют снизу горизонтальными ребрами.

Опорная плита оголовка передает давление от вышележащей конструкции на ребра оголовка и служит для скрепления балок с колоннами монтажными болтами, фиксирующими проектное положение балок.

Толщина опорной плиты принимается конструктивно в пределах 20—25 мм.

При фрезерованном торце колонны давление от балок передается через опорную плиту непосредственно на ребра оголовка. В этом случае

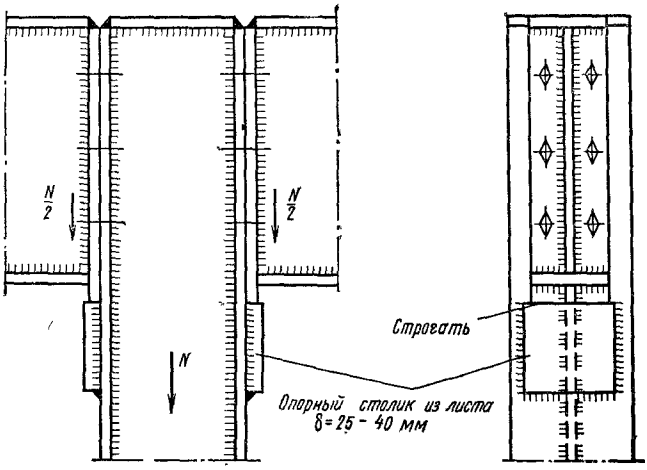


Рис. 8.23. Опирание балки на колонну сбоку

толщина швов, соединяющих плиту с ребрами, так же как и с ветвями колонны, назначается конструктивно.

Большие опорные давления балок лучше передавать на колонну через ребра, расположенные над полками колонн (рис. 8.22, *в*).

Если балка крепится к колонне сбоку (рис. 8.23), вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на столик, приваренный к полкам колонны. Торец опорного ребра балки и верхняя кромка столика пристраиваются. Толщину столика принимают на 20—40 мм больше толщины опорного ребра балки.

Столик целесообразно приваривать к колонне по трем сторонам.

Сварные швы, приваривающие столик к колонне, рассчитывают по формуле

$$\sigma = 1{,}3N/k_{ш}\,\Sigma l_{ш} \leqslant \gamma\left(\beta\gamma_{y}^{св}R_{y}^{св}\right) min. \qquad (8.61)$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра балки и столика из-за неточности изготовления, что приводит к неравномерному распределению реакции между вертикальными швами.

Чтобы балка не зависла на болтах и плотно стала на опорный столик, опорные ребра балки прикрепляют к стержню колонны болтами, диаметр которых должен быть на 3—4 мм меньше диаметра отверстий.

Глава 9. ФЕРМЫ

§ 1. СИСТЕМЫ ФЕРМ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий, ангаров, вокзалов и т. п. Большепролетные мосты, радиобашни и мачты, опоры линий электропередачи и многие другие конструкции выполняются в виде стальных ферм.

Фермы по сравнению со сплошными балками экономичны по затрате металла, им легко придают любые очертания, требуемые условиями технологии, работы под нагрузкой или архитектуры, они относительно просты в изготовлении.

Фермы применяют при самых разнообразных нагрузках; в зависимости от назначения им придают самую разнообразную конструктивную форму — от легких прутковых конструкций до тяжелых ферм, стержни которых могут компоноваться из нескольких элементов крупных профилей или листов. Наибольшее распространение имеют разрезные балочные фермы (рис. 9.1, *а*) как самые простые в изготовлении

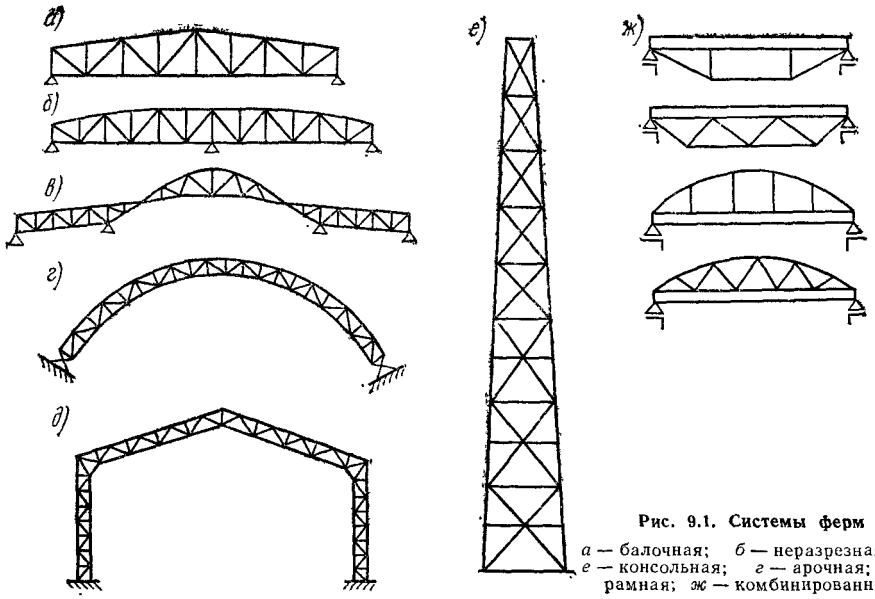


Рис. 9.1. Системы ферм

а — балочная; *б* — неразрезная; *в*, *е* — консольная; *г* — арочная; *д* — рамная; *ж* — комбинированные

и монтаже. Неразрезные (рис. 9.1, *б*) и консольные (рис. 9.1, *в*) системы ферм рациональны при большой собственной массе конструкции, так как в этом случае они могут дать значительную экономию металла. Кроме того, неразрезные фермы можно применять исходя из требований эксплуатации, так как они обладают большей жесткостью и могут иметь меньшую высоту.

Башни и мачты представляют собой вертикальные консольные системы ферм (рис. 9.1, *е*). Соответствующие эксплуатационные или архитектурные требования могут обусловить применение арочных (рис. 9.1, *г*) или рамных (рис. 9.1, *д*) ферм.

Промежуточными между фермой и сплошной балкой являются комбинированные системы, состоящие из балки, усиленной либо снизу подвешенной цепью (шпренгельная балка) или сквозной фермой, либо сверху аркой или фермой (рис. 9.1, *ж*). Распор цепи или арки, а также поддерживающее воздействие элементов фермы уменьшают изгибающий момент в балке. Комбинированные системы просты в изготовлении и рациональны в тяжелых конструкциях, а также в конструкциях с подвижной нагрузкой (см. гл. 15). Возможность использования в комбинированных системах дешевых прокатных балок благоприятно сказывается на стоимости и трудоемкости изготовления этих систем.

Эффективность ферм и комбинированных систем можно значительно повысить, создав в них предварительное напряжение (см. §. 11 настоящей главы).

В фермах подвижных крановых конструкций и покрытий больших пролетов, где уменьшение веса конструкций дает большой экономический эффект, возможно применение алюминиевых сплавов. В дальнейшем подробно рассматриваются в основном стропильные фермы, наиболее широко применяемые в промышленном и гражданском строительстве.

§ 2. КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИЙ ФЕРМ

1. Очертание ферм

Выбор очертания ферм является первым этапом их проектирования. Очертание ферм в первую очередь зависит от назначения сооружения. Оно должно отвечать принятой конструкции сопряжений с примыкающими элементами. Так, очертание стропильной фермы производственного здания зависит от назначения цеха, типа кровли, типа и размера фо-

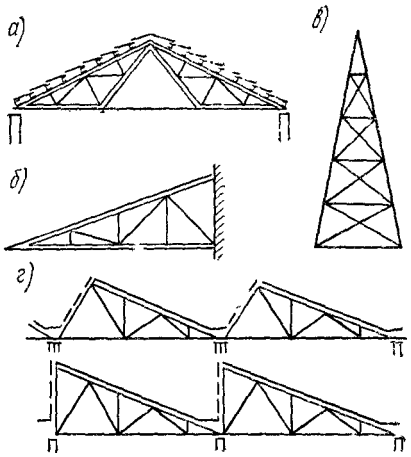


Рис. 9.2. Фермы треугольного очертания

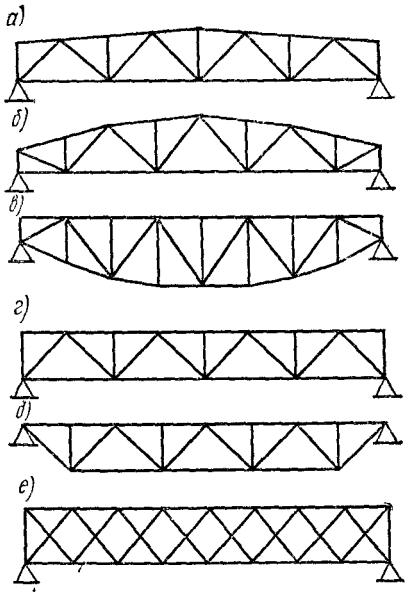


Рис. 9.3. Очертания балочных ферм
а — трапецеидальное; *б*, *в* — полигонное, *г*, *д*, *е* — с параллельными поясами

наря, от типа соединения ферм с колоннами (шарнирное или жесткое) и т. п.

Вместе с тем очертание ферм должно соответствовать их статической схеме, а также виду нагрузок, определяющему эпюру изгибающих моментов. Например, выступающие консоли рационально проектировать треугольными, с одним скатом (рис. 9.2, *б*); однопролетные фермы с равномерной нагрузкой — полигонального очертания (рис. 9.3, *б*).

Фермы треугольного очертания. Треугольное очертание придается стропильным фермам (рис. 9.2, *а*, *г*), консольным навесам (рис. 9.2, *б*), а также мачтам и башням (рис. 9.2, *в*).

Стропильные фермы треугольного очертания применяют, как правило, при значительном уклоне кровли, вызываемом или условиями эксплуатации здания, или типом кровельного материала. Стропильные фермы треугольного очертания имеют ряд конструктивных недостатков. Острый опорный узел сложен, допускает лишь шарнирное сопряжение фермы с колоннами, при котором снижается поперечная жесткость одноэтажного производственного здания в целом. Стержни решетки в средней части ферм получаются чрезмерно длинными, и их сечение приходится подбирать по предельной гибкости (см. § 4 этой главы), что вызывает перерасход металла. Треугольное очертание в стропильных фермах не соответствует параболическому очертанию эпюры моментов.

Однако в ряде случаев треугольные фермы приходится применять, несмотря на заведомо нерациональное с точки зрения распределения усилий очертание, исходя из общих требований компоновки и назначения сооружения. Примером могут служить треугольные фермы шедовых покрытий (рис. 9.2, *г*), применяемые в зданиях, где необходим большой и равномерный приток дневного света с одной стороны.

Фермы трапецеидального очертания со слабо вспарушенным верхним поясом (рис. 9.3, *а*) пришли на смену треугольным фермам благодаря появлению кровельных материалов, не требующих больших уклонов кровли.

Трапецеидальное очертание балочных ферм лучше соответствует эпюре изгибающих моментов и имеет конструктивные преимущества. В сопряжении с колоннами позволяет устраивать жесткие рамные узлы, что повышает жесткость здания. Решетка таких ферм не имеет длинных стержней в середине пролета.

Фермы полигонального очертания (рис. 9.3, *б* и *в*) наиболее приемлемы для конструирования тяжелых ферм больших пролетов, так как

очертания фермы соответствуют эпюре изгибающих моментов, что дает значительную экономию стали. Дополнительные конструктивные затруднения из-за переломов пояса в тяжелых фермах не так ощутимы, ибо пояса в таких фермах из условий транспортирования приходится стыковать в каждом узле.

Для легких ферм полигональное очертание нерационально, так как получающиеся в этом случае конструктивные усложнения не окупаются незначительной экономией стали.

Фермы с параллельными поясами (рис. 9.3, *г*, *д*) имеют существенные конструктивные преимущества. Равные длины стержней поясов и решетки, одинаковая схема узлов и минимальное количество стыков поясов обеспечивают в таких фермах наибольшую повторяемость деталей и возможность унификации конструктивных схем, что способствует индустриализации их изготовления. Эти фермы благодаря распространению кровель с рулонным покрытием стали основным типом в покрытиях зданий.

2. Генеральные размеры ферм

Определение пролета ферм. Пролет или длина ферм в большинстве случаев определяются эксплуатационными требованиями и общекомпоновочным решением сооружения и не могут быть рекомендованы по усмотрению конструктора.

Пролеты стропильных ферм, мостовых кранов, гидротехнических затворов и т. п. определяются технологической или архитектурной схемой сооружения и уточняются в зависимости от типа сопряжений с соседними элементами.

Так, при свободном опирании ферм покрытий на опоры (колонны) сверху расчетный пролет фермы l_0 (расстояние между осями опорных частей) в качестве первого приближения может быть принят равным:

для разрезных ферм — расстоянию между внутренними четвертями ширины опор, т. е.

$$l_0 = l + a/2, \tag{9.1}$$

где l — расстояние в свету между опорами; a — ширина опоры; для средних пролетов неразрезных ферм $l_0 = l + a$.

При примыкании ферм к металлическим колоннам сбоку расчетный пролет фермы принимается равным расстоянию между колоннами в свету на отметке примыкания ферм.

В случаях, когда пролет конструкции не диктуется технологическими требованиями (например, эстакады, поддерживающие трубопроводы и т. п.), он должен назначаться на основе экономических соображений с тем, чтобы суммарная стоимость ферм и опор была наименьшей.

Определение высоты треугольных ферм. В треугольных фермах (см. рис. 9.2, *а*) высота является функцией пролета и уклона кровли, которые зависят от материала кровли. Обычно треугольные фермы проектируют под кровли, требующие значительных уклонов (25—45°), что дает высоту ферм $h \approx (1/4 \div 1/2)\,l$.

Высота треугольных ферм, как правило, бывает выше требуемой из условия наименьшей массы фермы, поэтому по расходу стали треугольные фермы неэкономичны. Высоту фермы посередине пролета можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (см. рис. 9.6, *в*). Опорный узел при этом не должен быть слишком острым.

Определение оптимальной высоты трапецеидальных ферм и ферм с параллельными поясами. Если нет конструктивных ограничений, высота ферм может быть принята из условия наименьшего веса фермы, т. е. по экономическим соображениям. Вес фермы складывается из веса поясов и веса решетки. Вес поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилие в поясах обратно пропорционально высоте $N_п = M/h$.

Вес решетки, наоборот, с увеличением высоты фермы увеличивается, так как увеличивается длина раскосов и стоек. Следовательно, может быть найдена оптимальная высота фермы, при которой общий вес поясов и решетки будет наименьшим. Вес поясов может быть выражен формулой

$$G_п = 2\sum \frac{N_п l_п}{R}\gamma\psi_п = 2\sum \frac{Ml_п}{hR}\gamma\psi_п, \qquad (9.2)$$

где $N_п = M/h$ — расчетное усилие в поясе; $N_п/R$ — требуемая теоретическая площадь сечения стержня; R — расчетное сопротивление растяжению, сжатию; $l_п$ — длина стержня пояса, равная длине панели; γ — средняя плотность стали; $\psi_п$ — конструктивный коэффициент веса поясов.

Аналогично может быть выражен вес раскосов решетки

$$G_р = \sum \frac{N_р}{R} l_р \gamma\psi_р = \sum \frac{Q}{\cos\alpha R} l_р \gamma\psi_р = \sum \frac{Q}{\cos^2\alpha R} h\gamma\psi_р, \qquad (9.3)$$

где $N_р = Q/\cos\alpha$ — расчетное усилие в раскосе; $l_р = h\cos\alpha$ — длина раскоса; α — угол наклона раскоса к вертикали; $\psi_р$ — конструктивный коэффициент веса раскосов.

Таким образом, вес всей фермы (поясов и раскосов) при треугольной решетке, состоящей из одних раскосов, составит:

$$G_ф = 2\sum \frac{Ml_п}{hR}\gamma\psi_п + \sum \frac{Q}{\cos^2\alpha R} h\gamma\psi_р. \qquad (9.4)$$

Подставив в формулу (9.4)

$$1/\cos^2\alpha = 1 + \mathrm{tg}^2\alpha = 1 + (l_п/h)^2,$$

получим

$$G_ф = 2\sum \frac{Ml_п}{hF}\gamma\psi_п + \sum \frac{Q}{R}\frac{l_п^2}{h}\gamma\psi_р + \sum \frac{Q}{R} h\gamma\psi_р. \qquad (9.5)$$

Взяв производную по h и приравняв ее нулю, получим

$$\frac{\partial G_ф}{\partial h} = -\left[2\sum \frac{Ml_п}{R}\gamma\psi_п + \sum \frac{Ql_п^2}{R}\gamma\psi_р\right]\frac{1}{h^2} + \sum \frac{Q}{R}\gamma\psi_р = 0, \qquad (9.6)$$

откуда оптимальная высота фермы определяется по формуле

$$h_{опт} = l_п\sqrt{\left(2\sum \frac{M}{l_п}\psi_п + \sum Q\psi_р\right)\Big/\sum Q\psi_р} =$$

$$= l_п\sqrt{\left(\frac{2n\Sigma M}{l}\psi_п\right)\Big/\sum Q\gamma_р + 1}\,. \qquad (9.7)$$

Приняв, что $l_п = l/n$, где l — пролет; n — число панелей, а величина $(2\frac{\Sigma M}{l}\Psi_п)/\Sigma Q\Psi_р$ близка к 0,7. Оптимальная высота фермы составит

$$h_{опт} = l_п\sqrt{0{,}7n + 1} = l/n\sqrt{0{,}7n + 1}, \qquad (9.8)$$

а оптимальное по весу — соотношение

$$h_{опт}/l = (1/n)\sqrt{0{,}7n + 1}\,. \qquad (9.9а)$$

Таким образом, наивыгоднейшее отношение высоты фермы к ее пролету зависит от числа панелей и уменьшается при его увеличении.

При раскосной решетке в расчет формулы (9.5) должна быть включена еще масса стоек. В этом случае оптимальное по весу соотношение будет равно:

$$h_{опт}/l = (1/n)\sqrt{0{,}7n + 1/3}\,. \qquad (9.9б)$$

При треугольной решетке с дополнительными стойками они работают только на местную нагрузку. Тогда

$$h_{опт}/l = 1/n\sqrt{(0{,}7n + 1)\,2}\,. \qquad (9.9в)$$

Таким образом, оптимальная высота ферм по весу в значительной мере зависит от системы решетки; при раскосной решетке она примерно

на 40 % меньше, чем при треугольной решетке без стоек, и на 20 % меньше оптимальной высоты ферм с треугольной решеткой с дополнительными стойками. По формулам расчетная высота получается ($^1/_4$—$^1/_5$)l.

Обычно для ферм с параллельными поясами или близких к ним ферм трапецеидального очертания высоту принимают несколько меньше, чем это следует по формулам (9.9), т. е. $^1/_7$—$^1/_9$ пролета, причем для легких ферм принимают меньшие значения, для тяжелых — бо́льшие. Для самых легких ферм (прутковые прогоны) применяют еще меньшие высоты. Отклонение от оптимальной высоты вызывается требованиями транспортировки, монтажа, унификации, целесообразностью уменьшения объема здания и другими соображениями. Фермы, перевозимые целиком по железной дороге, или их отправочные элементы по условиям провозного габарита не должны превышать по высоте 3,85 м между крайними точками выступающих элементов. В фермах трапецеидального счертания помимо высоты посередине пролета необходимо установить высоту на опоре. Высота опорной стойки стропильных ферм зависит от высоты фермы в пролете и уклона кровли. Обычно при уклонах $^1/_{12}$—$^1/_8$ она получается в пределах от $^1/_{15}$ до $^1/_{10}$ пролета, что конструктивно вполне приемлемо.

Определение высоты ферм из условий жесткости. Наименьшая возможная высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм значительно превосходит требования, предъявляемые условиями эксплуатации. В конструкциях, работающих на подвижную нагрузку (стропильные фермы при подвесном транспорте, фермы подкрановых эстакад, мостовых кранов и т. д.), требования жесткости часто являются настолько высокими ($f/l = {}^1/_{750}$—$^1/_{1000}$), что они определяют высоту ферм. Иногда бывает необходимо установить высоту ферм из условия жесткости при изготовлении их из высокопрочной стали или алюминиевых сплавов.

Величина прогиба фермы может быть получена аналитически по формуле Мора

$$f = \sum \frac{\overline{N}_i N_i}{E_i A_i} l_i, \qquad (9.10)$$

где N_i — усилие в стержне фермы от заданной нагрузки; $\overline{N}_i$ — усилие в том же стержне от силы, равной единице, приложенной в точке определения прогиба по направлению прогиба

или графически — построением диаграммы Виллио.

Построение этой диаграммы целесообразно в тех случаях, когда нужно получить линию прогиба нижнего или верхнего пояса фермы.

По формуле Мора можно получить для ферм с параллельными поясами при среднем значении аргументов формулу отношения наименьшей высоты к пролету, аналогичную соответствующей формуле (7.20) для сплошных балок в функции предельного относительного прогиба фермы:

$$\frac{h_{min}}{l} = \frac{6{,}5}{24}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{\sigma}{E}\left(1 + 2\frac{h}{l}\right), \qquad (9.11)$$

в которой второй член в скобках выражает влияние решетки.

Здесь f/l — предельное отношение прогиба ферм к пролету; σ—максимальное напряжение в поясе от нагрузки, вызывающей прогиб; поскольку прогиб определяется от нормативной нагрузки (без коэффициентов перегрузки),

$$\sigma = [(p^н + q^н)/(p^н n_p + q^н n_q)] R, \qquad (9.12)$$

где $p^н$ и $q^н$ — постоянная и временная нормативные нагрузки; n_p и n_q — соответствующие коэффициенты перегрузки [см. формулу (7.20)].

3. Системы решеток ферм и их характеристика

Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

От системы решетки зависят вес фермы, трудоемкость ее изготовле-

ния, внешний вид. Решетка должна соответствовать схеме приложения нагрузок, поскольку нагрузки во избежание местного изгиба пояса передаются, как правило, на ферму в узлах.

Треугольная система решетки. В фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами весьма эффективной является треугольная система решетки (рис. 9.4, *а*), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее число узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры. В фермах, поддерживающих прогоны кровли или балки настила, к треугольной решетке часто добавляются дополнительные стойки (рис. 9.4, *б*), а иногда и подвески (рис. 9.4, *в*), позволяющие уменьшать, когда это необходимо, расстояния между узлами фермы. Дополнительные стойки целесообразны также для уменьшения расчетной длины сжатого пояса. Дополнительные стойки и подвески получаются весьма легкими, так как они работают только на местную нагрузку и не участвуют в передаче на опору поперечной силы.

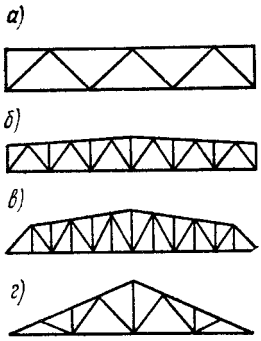


Рис. 9.4. Треугольные системы решеток

В фермах треугольного очертания также возможна треугольная система решетки (рис. 9.4, *г*).

Общим недостатком треугольной системы решетки является наличие сжатых длинных раскосов, восходящих в фермах с параллельными поясами и нисходящих в треугольных фермах.

Раскосная система решетки. При ее проектировании нужно стремиться, чтобы наиболее длинные элементы — раскосы — были растянутыми, а стойки — сжатыми. Это требование удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах с параллельными поясами (рис. 9.5, *а*) и восходящих — в треугольных фермах. Однако в треугольных фермах восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы и имеют большую длину, так как идут по большей диагонали (рис. 9.5, *в*). Поэтому в треугольных фермах более приемлемы нисходящие раскосы (рис. 9.5, *б*); хотя они получаются сжатыми, но зато их длина меньше и узлы фермы более компактны. Применять раскосные решетки целесообразно при малой высоте ферм, а также тогда, когда по стойкам передаются большие усилия (при большой узловой нагрузке).

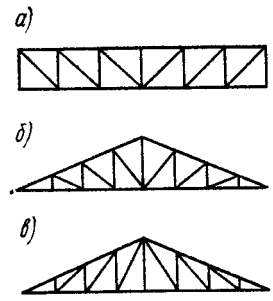


Рис. 9.5. Раскосные системы решеток

Раскосная решетка более трудоемка, чем тре-

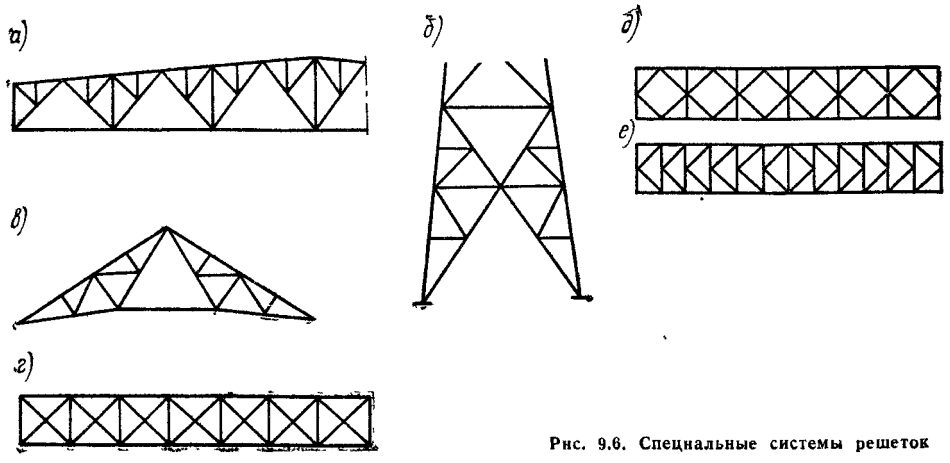


Рис. 9.6. Специальные системы решеток

угольная, и требует большего расхода материала, так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше и в ней больше узлов. Путь усилия от узла, к которому приложена нагрузка, до опоры в раскосной решетке длиннее, он идет через все стержни решетки и узлы.

Специальные системы решеток. При большой высоте ферм (примерно 4—5 м) и рациональном угле наклона раскосов (примерно 35—45°) панели могут получаться чрезмерно большими, неудобными для расположения кровельных прогонов и других элементов. Если давления прогонов небольшие, то можно допустить местный изгиб пояса, расположив прогоны на поясе между узлами.

Однако при больших давлениях такое решение нерационально. Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют *шпренгельную* решетку (рис. 9.6, *а*). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко и иногда требует дополнительного расхода металла; однако такая решетка дает возможность получить рациональное расстояние между элементами поперечной конструкции при рациональном угле наклона раскосов, а также уменьшить расчетную длину сжатых стержней. Так, применение шпренгельной решетки в высоких башнях уменьшает расчетную длину сжатых поясов (рис. 9.6, б) и тем самым позволяет снизить общий вес конструкции. В стропильных фермах шпренгельная решетка позволяет сохранить нормальное расстояние между прогонами, удобное для поддержания элементов кровли (2—3 м), или же создать промежуточный узел для опирания крупнопанельного настила (рис. 9.6, *а*).

Шпренгельную решетку особого вида имеет треугольная ферма, показанная на рис. 9.6, *в*. Эта система применяется при крутых кровлях ($\alpha = 35 \div 45°$) и сравнительно больших для треугольных ферм пролетах ($l = 20 \div 24$ м). Она может быть расчленена на две полуфермы, связанные затяжкой. Стержни решетки и панели поясов такой системы имеют небольшую длину, конструирование узлов упрощается. Приподнятая затяжка увеличивает полезную высоту помещения. Образующие систему жесткие полуфермы и затяжка изготовляются на заводе; на место возведения их доставляют в виде трех отправочных элементов.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают *крестовую* решетку (рис. 9.6, *г*). К таким фермам относятся горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий. Весьма часто крестовую решетку проектируют из гибких стержней. В этом случае под действием нагрузки работают только растянутые раскосы; сжатые же раскосы вследствие своей большой гибкости выключаются из работы и в расчетную схему не входят.

С выпуском промышленностью широкополочных тавров с параллельными гранями полок (см. гл. 4) разработаны стропильные фермы с поясами из тавров и крестовой решеткой из одиночных уголков (рис. 9.3, *е*). Такие фермы экономичнее по расходу металла и стоимости по сравнению с типовыми фермами со стержнями из парных уголков.

Ромбическая и *полураскосная* решетки (рис. 9.6, *д* и *е*) благодаря двум системам раскосов также обладают большой жесткостью; эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы.

4. Панели ферм

Одновременно с выбором системы решетки устанавливают размеры панелей ферм. Поскольку нагрузка обычно прикладывается к узлам ферм, панели должны соответствовать расстояниям между элементами, передающим нагрузку на ферму. Размеры панелей должны отвечать оптимальному углу наклона раскосов. Оптимальный угол накло-

на раскосов в треугольной решетке составляет примерно 45°, в раскосной решетке—35°. Из конструктивных соображений — рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов — желателен угол, близкий к 45°. При малых углах фасонки получаются слишком вытянутыми, при больших — высокими, что делает их громоздкими и неэкономичными.

В стропильных фермах размеры панелей определяются системой кровельного покрытия. Если по стропильным фермам укладывают прогоны, панель, равная расстоянию между прогонами, определяется видом кровельного настила и ее длина изменяется от 1,5 до 4 м. Применяются беспрогонные кровельные покрытия, в которых кровлю в виде профилированного настила, железобетонных панелей или металлических щитов длиной 6—12 м и шириной 1,5—3 м укладывают непосредственно на поясе ферм. Беспрогонные покрытия являются более индустриальными и часто более экономичными по расходу стали.

При беспрогонном покрытии панель часто принимается равной 3—4 м. При ширине плит 1,5 м иногда целесообразно уменьшить с помощью шпренгельной решетки панель до 1,5 м; можно также, сохранив панель в 3 м, иметь верхний пояс, работающий на местный изгиб. Это решение менее экономично по расходу стали, но проще и применимо при легких кровлях.

5. Устойчивость ферм. Связи

Сквозная плоская система (ферма) легко теряет свою устойчивость из плоскости. Чтобы придать ферме устойчивость, ее необходимо присоединить к какой-либо жесткой конструкции или соединить связями с другой фермой, в результате чего образуется пространственный устойчивый брус (рис. 9.7, *а*).

Для обеспечения устойчивости такого бруса (блока) необходимо, чтобы все грани его были геометрически неизменяемы в своей плоскости.

Грани блока (рис. 9.7, *а*) образуются двумя вертикальными плоскостями спаренных ферм ($abb'a'$ и $dcc'd'$), двумя перпендикулярными им горизонтальными плоскостями связей, расположенными по обоим поясам ферм ($cbb'c'$ и $daa'd'$), и не менее чем двумя вертикальными плоскостями поперечных связей (обычно в торцах ферм — $abcd$ и $c'b'c'd'$). Поскольку этот пространственный брус в поперечном сечении замкнут и обычно достаточно широк, он обладает очень большой жесткостью при кручении и изгибе, поэтому потеря его общей устойчивости в изгибаемых системах невозможна. Конструкции мостов, кранов, башен, мачт, шпилей, укосин и др. представляют собой аналогичные пространственные брусья, состоящие из сквозных ферм (рис. 9.7, *б*).

В покрытиях зданий решение усложняется вследствие большого количества поставленных рядом плоских стропильных ферм. Такие фермы, связанные между собой только одними прогонами, не образуют неизменяемой устойчивой системы, так как они имеют свободную длину из своей плоскости, равную пролету, и легко могут потерять устойчивость (рис. 9.8, *а*). В этом случае устойчивость как в целом, так и отдельных элементов плоских ферм обеспечивается тем, что в конструкции покрытия создается несколько пространственных устойчивых блоков из двух соседних ферм, скрепленных как связями в плоскости верхнего, а иногда и нижнего пояса, так и вертикальными поперечными связями между стойками ферм, которые могут заменить связи по нижнему или верхнему поясу (рис. 9.8, *б*). К этим жестким блокам прочие фермы прикрепляются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость (обычно прогонами, расположенными в узлах ферм). Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке — узлу горизонтальных связей.

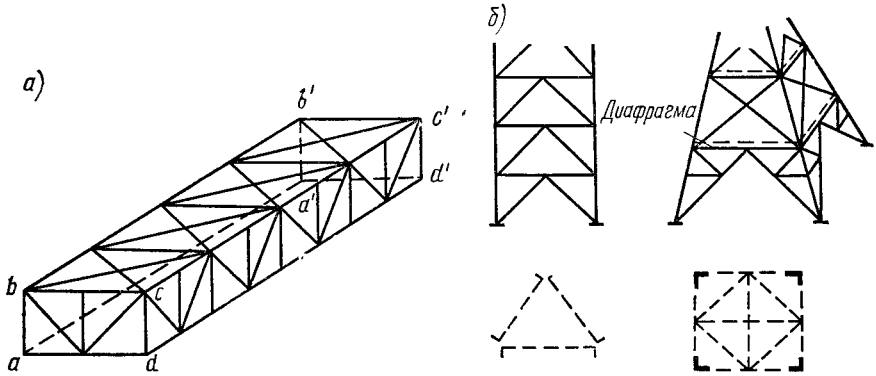


Рис. 9.7. Завязка ферм в пространственные системы

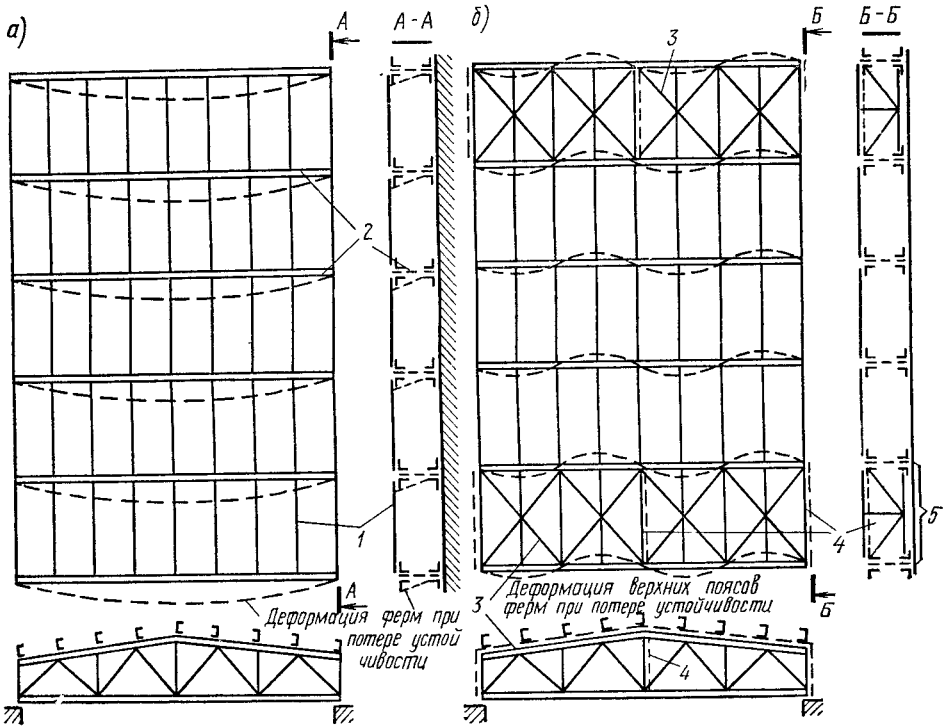


Рис. 9.8. Связи, обеспечивающие устойчивость стропильных ферм

1 — прогоны, *2* — фермы; *3* — горизонтальные связи; *4* — вертикальные связи; *5* — пространственный блок

Если прогон не прикреплен к диагоналям связей в месте их пересечения, расстояние между закрепленными в горизонтальном направлении точками верхнего пояса фермы равно двум панелям (рис. 9.8, *б*). Это должно учитываться при подборе сечения верхнего пояса ферм.

В беспрогонных покрытиях верхние пояса ферм закрепляют с помощью кровельного настила и специальных элементов (тяжей), прикрепляющих пояса к поперечным горизонтальным связям (см. гл. 11, § 4).

6. Унификация и модулирование геометрических размеров ферм

Посредством унификации геометрических схем ферм и типизации их конструктивной формы можно стандартизировать конструктивные детали ферм и перейти на массовое их изготовление с помощью специали-

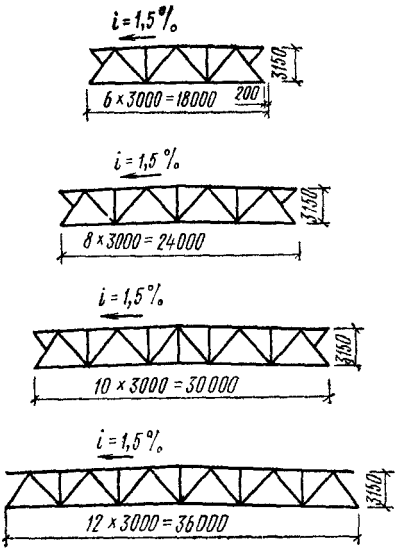
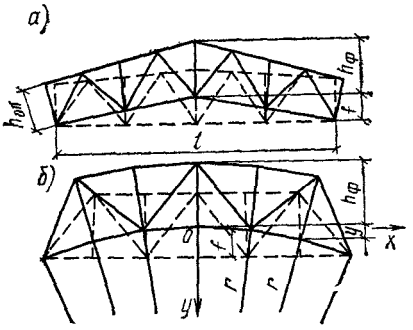


Рис. 9.9. Пример унификации стропильных ферм

Рис. 9.10. Схемы строительного подъема
а — в легких фермах; *б* — в тяжелых фермах



зированных высокопроизводительных станков и приспособлений. Унификация геометрических размеров ферм приводит к сокращению числа типоразмеров и к стандартизации как самих ферм, так и примыкающих к ним элементов (прогонов, связей, колонн и т. п.). В основу унификации ферм кладется модулирование конструктивно-компоновочных размеров. Унификация ферм должна проводиться по видам сооружений.

В настоящее время унифицированы геометрические схемы стропильных ферм производственных зданий (рис. 9.9), мостов, радиомачт, радиобашен, опор линий электропередачи.

В основу унификации стропильных ферм с рулонной кровлей положены модуль пролета производственных зданий и панель $m=3000$ мм, уклон кровли $i=1{,}5$ %, высота ферм на опоре 3150 мм по наружным краям поясов, треугольная решетка с возможностью добавления шпренгеля при кровельных плитах шириной 1,5 м. Таким образом, геометрия ферм меньших пролетов тождественна с геометрией крайних частей ферм больших пролетов и схема большей фермы получается из меньшей добавлением средних панелей. Типизированные на основе унификации геометрических размеров стропильные фермы разных пролетов и мощностей могут быть собраны и сварены полуфермами в едином стаписнарном кондукторе-позиционере, что существенно снижает трудоемкость изготовления ферм и обеспечивает их взаимозаменяемость.

7. Строительный подъем

В фермах больших пролетов (более 36 м), а также в фермах из алюминиевых сплавов или высокопрочных сталей возникают большие прогибы, которые ухудшают внешний вид конструкции и во многих случаях недопустимы по условиям эксплуатации (например, в производственных зданиях при подвеске к фермам подъемно-транспортного оборудования).

Провисание ферм предотвращается устройством строительного подъема, т. е. изготовлением ферм с обратным выгибом, который под действием нагрузки погашается, в результате чего фермы принимают проектное положение. Строительный подъем принимают равным прогибу от постоянных нагрузок. При плоских кровлях строительный подъем следует принимать независимо от величины пролета равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $^1/_{200}$ пролета.

Теоретическую линию строительного подъема можно получить, если

при изготовлении фермы длину каждого стержня l брать с учетом его упругих деформаций, т. е.

$$l_{\Delta} = l + \Delta l = l(1 + \sigma/E),$$

где l — длина стержня в расчетной геометрической схеме; $\Delta l = \sigma l/E$ — удлинение или укорочение стержня от нагрузок, принимаемых при определении строительного подъема.

В растянутых стержнях величину Δl надо вычитать, в сжатых — прибавлять. Под нагрузкой растянутые стержни удлиняются, сжатые укорачиваются, и расчетная геометрическая схема фермы восстанавливается. На практике строительный подъем задается обычно по какой-либо упрощенной кривой, причем перегибы устраиваются только в монтажных узлах. Так, в стропильных фермах, имеющих один монтажный стык посередине пролета, строительный подъем задается по треугольнику (рис. 9.10, *а*). В тяжелых фермах больших пролетов с монтажными стыками в каждом узле строительный подъем принимается по многоугольнику, вписанному в окружность (рис. 9.10, *б*).

§ 3. РАСЧЕТ И ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА ФЕРМ

1. Определение расчетной нагрузки

Вся нагрузка, действующая на ферму, обычно бывает приложенной к узлам фермы, к которым прикрепляются элементы поперечной конструкции (например, прогоны кровли или подвесного потолка), передающие нагрузку на ферму. Если нагрузка приложена непосредственно в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими узлами, но при этом дополнительно учитывается местный изгиб пояса от расположенной на нем нагрузки: на опоре (в узле) — как на опоре неразрезной балки; в пролете — как в пролете неразрезной балки с умножением величин моментов на коэффициент 1,2.

Для удобства расчета рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки. Так, в стропильных фермах следует составлять расчетные схемы отдельно для следующих нагрузок:

постоянной, в которую входит собственный вес фермы и вес всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т. п.);

временной — нагрузки от подвесного подъемно-транспортного оборудования, нагрузки полезной, действующей на подвешенное к ферме чердачное перекрытие, и т. п.;

кратковременной, атмосферной — снег, ветер.

Как указано в § 3 гл. 3, постоянная, временная и снеговая нагрузки относятся к основному сочетанию нагрузок, и расчет на них ведется с учетом установленных значений коэффициентов перегрузки; ветер при расчете обычных стропильных ферм относится к особому сочетанию нагрузок.

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы, определяется по формуле

$$F = \left(g_{\text{ф}} + \frac{g_{\text{кр}}}{\cos\alpha}\right) b \frac{d_1 + d_2}{2} n, \qquad (9.13)$$

где $g_{\text{ф}}$ — собственный вес фермы, кН на 1 м² горизонтальной проекции кровли; $g_{\text{кр}}$ — вес кровли, кН/м²; α — угол наклона верхнего пояса к горизонту; b — расстояние между фермами; d_1 и d_2 — длины примыкающих к узлу панелей; n — коэффициент перегрузки для постоянных нагрузок.

В отдельных узлах к нагрузке, получаемой по формуле (9.13), прибавляется нагрузка от веса фонаря.

Снег — нагрузка временная, которая загружает ферму лишь частично; загружение снегом одной половины фермы может оказаться невыгодным для средних раскосов.

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле

$$F_{\text{с}} = P_{\text{с}}\, b\, \frac{d_1 + d_2}{2}\, n_{\text{с}},$$

где $P_{\text{с}}$ — вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции кровли; $n_{\text{с}}$ — коэффициент перегрузки для снеговой нагрузки.

Значение $P_{\text{с}}$ должно определяться с учетом возможного неравномерного распределения снегового покрова около фонарей или перепадах высоты здания, как это указано в § 1 гл. 3.

Давление ветра учитывается только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30°, что бывает в башнях, мачтах, эстакадах, а также в крутых треугольных стропильных фермах и фонарях. Ветровая нагрузка, как и другие виды нагрузок, приводится к узловой. Горизонтальная нагрузка от ветра на фонарь при расчете стропильной фермы, как правило, не учитывается, так как ее влияние на работу фермы незначительно.

2. Определение усилий в стержнях ферм

При расчете ферм со стержнями из уголков или тавров предполагается, что в узлах системы — идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в одной плоскости и пересекаются в узле в одной точке (в центре узла). Стержни такой идеальной системы работают только на осевые усилия. Напряжения, найденные по этим усилиям, являются *основными*. В связи с фактической жесткостью узловых соединений в стержнях фермы возникают *дополнительные* напряжения, которые при отношении высоты сечения стержня к его длине, равном $^1/_{15}$, расчетом не учитываются, так как они не влияют на несущую способность конструкции. В фермах со стержнями, имеющими повышенную жесткость и эксплуатирующимися при низкой температуре, влияние жесткости соединений в узлах более значительно. Поэтому для двутавровых, трубчатых и Н-образных сечений стержней расчет ферм по шарнирной схеме допускается при отношении высоты сечения к длине не более $^1/_{10}$ для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре —40 °С и выше, и не более $^1/_{15}$ при расчетной температуре ниже —40 °С. При превышении этих отношений надлежит учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов. При этом осевые усилия можно определять по шарнирной схеме, а дополнительные моменты определять приближенно. В верхних поясах стропильных ферм при беспрогонной кровле (равномерное распределение нагрузки на поясе фермы) моменты допускается определять по формулам:

пролетный момент в крайней панели

$$M_{\text{кп}} = g l_{\text{п}}^2 / 10;$$

пролетный момент промежуточных панелей

$$M_{\text{пп}} = g l_{\text{п}}^2 / 12;$$

момент в узле (опорный)

$$M_{\text{оп}} = g l_{\text{п}}^2 / 18,$$

где q — величина распределенной нагрузки; $l_{\text{п}}$ — длина панели.

Кроме того, в стержнях фермы возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней в узлах. Эти напряжения, не являющиеся основными, как правило, расчетом не учитываются, так как по малости допускаемых в фермах эксцентриситетов они лишь незначительно влияют на несущую способность ферм.

Смещение оси поясов ферм при изменении сечений не учитывается, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса.

Расчет ферм следует выполнять на ЭВМ с использованием вычислительного комплекса РАСК, что позволяет рассчитать любую схему фер-

мы на статические и динамические нагрузки с учетом моментов от жесткости узлов и смещения осей стержней.

ЭВМ автоматически выдает расчетные усилия в стержнях с учетом требуемых сочетаний нагрузок и может выполнить подбор сечений стержней из наиболее распространенных сварных и прокатных профилей.

Вычислительный комплекс РАСК позволяет быстро реализовать процесс оптимизации, т. е. найти оптимальное решение геометрической схемы фермы, материала стержней, типа сечений и т. п., что позволяет получить наиболее экономное проектное решение.

При отсутствии ЭВМ усилия в стержнях ферм удобнее всего определять графическим методом, т. е. построением диаграмм Максвелла—Кремоны, причем целесообразно для каждого вида нагрузки (нагрузки от покрытия, от подвесного транспорта и т. п.) вычерчивать свою диаграмму. Для ферм с несложными схемами (например, для ферм с параллельными поясами) и небольшим числом стержней более простым может оказаться аналитическое определение усилий. Если фермы работают на подвижную нагрузку, то максимальные усилия в стержнях фермы от подвижной нагрузки проще всего могут быть определены по линиям влияния.

В соответствии с классификацией сочетаний нагрузок (основные и особые) усилия определяют отдельно для каждого вида сочетаний и несущую способность стержней проверяют по окончательному расчетному наибольшему усилию.

Рекомендуется результаты статического расчета записывать в таблицу, в которой должны быть приведены значения усилий от постоянной нагрузки, от возможных комбинаций временных нагрузок (например, от одностороннего загружения снегом), а также расчетные усилия как результат суммирования усилий при невыгоднейшем загружении для всех возможных сочетаний нагрузок.

3. Особенности работы ферм под нагрузкой

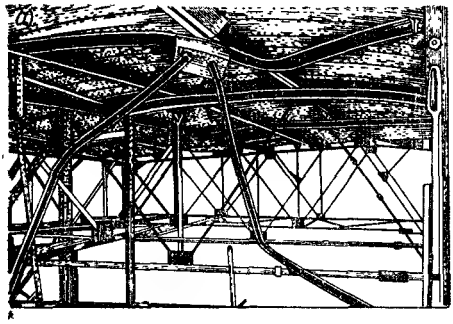
Многочисленные исследования отдельно стоящих ферм показали, что при упругой работе фактические напряжения в стержнях меньше теоретических: в легких фермах — в среднем на 10 %, в тяжелых—на 18 %*. Это — результат отличия фактической конструкции фермы от ее расчетной схемы. Упругая стадия работы ферм при первом загружении прекращается весьма рано. Например, в клепаных фермах уже при напряжениях порядка 50—80 МПа наступает предел упругой работы, появляются первые сдвиги в заклепочных соединениях и ферма переходит в упругопластическую стадию работы. В сварных фермах этот переход происходит при несколько более высоких напряжениях—100—150 МПа. Моменты от эксцентриситетов и жесткости узлов увеличивают напряжения и прогибы ферм и ускоряют переход их в упругопластическую стадию работы. Однако появление пластичности в узлах снижает их жесткость и, следовательно, дополнительные напряжения, поэтому пластичность не опасна.

При повторных загружениях образуются петли гистерезиса (рис. 6.6), которые увеличивают область упругой работы до напряжений, вызванных предыдущими загружениями. Если устойчивость стержней обеспечена, напряжения повышаются до разрушения фермы. При этом в узлах сварных ферм разрушение происходит у начала фланговых швов в месте прикрепления стержня к фасонке (рис. 9.11, *б*), т. е. в месте концентрации напряжений, в клепаных — в результате разрыва по первым заклепкам прикрепления.

Обычно разрушение ферм происходит от потери устойчивости сжатых стержней (рис. 9.11, *а*). Потеря устойчивости наступает без появле-

---

* **Стрелецкий Н. С.** Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений — М.: Госстройиздат, 1947.



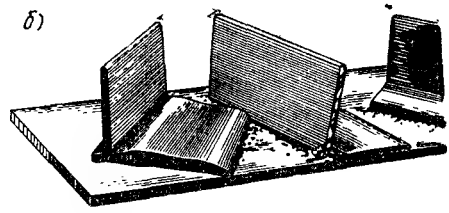


Рис. 9.11. Виды разрушения легких ферм

а — потеря устойчивости сжатых раскосов, *б* — разрыв стержней в месте концентрации напряжений

ния каких-либо видимых предупредительных признаков, и весьма часто до разрушения нельзя предсказать, какой стержень потеряет устойчивость[1].

Как правило, теряют устойчивость сжатые раскосы средних панелей, хотя они и не имеют самых высоких расчетных напряжений. Это говорит о том, что потеря устойчивости зависит не столько от напряженного состояния, сколько от посторонних причин, от наличия тех или иных геометрических или физических несовершенств, в первую очередь от погнутий[2]. Эти погнутия часто появляются в результате неаккуратного транспортирования или дефектов изготовления; для гибких средних раскосов они являются весьма существенными. Поэтому нужно обращать большое внимание на повышение жесткости средних раскосов и защиту их от погнутий.

Влияние начальных эксцентриситетов и возможных погнутий на работу сжатых основных стержней решетки (из уголков, кроме опорных) учитывают согласно требованиям СНиП коэффициентом условий работы $\gamma=0{,}8$ (при гибкости стержней $\lambda \geqslant 60$).

Разрушение сварных ферм от вибрационной нагрузки происходит у прикрепления стержней к узловым фасонкам, в местах наибольшей концентрации напряжений (рис. 9.11, *б*). При неудачном выборе формы фасонок и прикреплении стержней фланговыми швами вибрационная прочность может оказаться очень низкой (80—100 МПа) и разрушение наступает при небольшом числе циклов.

Повысить вибрационную прочность ферм можно:

обеспечением плавного перехода стержня в фасонку без каких-либо входящих узлов или резких изменений формы, в крайних случаях устройством выкружек в фасонках, плавно подходящих к прикрепляемому стержню (рис. 9.31, *б*);

уменьшением концентраций напряжений, применением пологих швов, отказом от фланговых швов, зачисткой обработанных мест, плавным примыканием фасонок и швов и т. д.

Вероятность хрупкого разрушения повышается в случае эксплуатации ферм при низких температурах ниже —40 °С. В этом случае повышаются требования к учету дополнительных напряжений от жесткости узлов и рекомендуется стыки поясов размещать вне узлов ферм, чтобы избежать скопления очагов концентрации напряжений и увеличения остаточных сварочных напряжений.

---

[1] **Никифоров С. Н.** Устойчивость сжатых стержней сварных ферм — М.: Госстройиздат, 1938.

[2] **Беленя Е. И.** Предельное состояние поперечных рам одноэтажных промышленных зданий. — М.: Госстройиздат, 1958, с. 122.

§ 4. РАСЧЕТНАЯ ДЛИНА СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ И ПРЕДЕЛЬНАЯ ГИБКОСТЬ

1. Определение расчетной длины сжатых стержней

В момент потери устойчивости сжатый стержень выпучивается, поворачивается вокруг центров соответствующих узлов и вследствие жесткости фасонок заставляет поворачиваться и изгибаться в плоскости фермы остальные стержни, примыкающие к этим узлам (рис. 9.12). Примыкающие стержни сопротивляются изгибу и повороту узла и этим препятствуют свободному изгибу стержня, теряющего устойчивость. Наибольшее сопротивление повороту узла оказывают растянутые стержни, поскольку их деформация от изгиба ведет к сокращению расстояния между узлами, между тем как от основного усилия это расстояние должно увеличиваться. Сжатые же стержни слабо сопротивляются изгибу, так как деформации от поворота и осевого усилия направлены у них в одну сторону и, кроме того, они могут терять устойчивость одновременно.

Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню и чем они мощнее, т. е. чем больше их погонная жесткость, тем больше степень защемления сжатого стержня и меньше его расчетная длина; влиянием сжатых стержней на защемление можно пренебречь.

Поэтому в качестве степени защемления сжатого стержня в узлах может быть принято отношение

$$\tau = r/\Sigma r_{\text{р}}, \tag{9.14}$$

где $r = I/l$ — погонный момент инерции рассматриваемого стержня в плоскости фермы; $\Sigma r_{\text{р}}$ — сумма погонных моментов инерции растянутых стержней, примыкающих к рассматриваемому стержню с обоих его концов.

Чем меньше отношение τ, тем больше степень защемления и меньше расчетная длина сжатого стержня.

Таким образом, расчетная длина сжатого стержня фермы может быть рассчитана по формуле

$$l_0 = \mu l, \tag{9.15}$$

где μ — коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления, l — расстояние между центрами узлов.

Сжатый пояс оказывается слабо защемленным в узлах, так как с каждого конца к нему примыкает только по одному растянутому раскосу, погонная жесткость которого значительно меньше погонной жесткости пояса. Поэтому защемлением сжатого пояса можно пренебречь и принимать его расчетную длину равной расстоянию между смежными узлами.

К сжатым стержням решетки в верхнем узле примыкает растянутый раскос, а в нижнем узле — растянутые панели нижнего пояса и раскос (см. рис. 9.12). Здесь степень защемления значительно больше, и величина τ получается небольшой, близкой к $\tau = 0{,}5$, что дает значение коэффициента $\mu = 0{,}77$.

По СНиП коэффициент приведения длины сжатых элементов решетки в плоскости фермы установлен $\mu = 0{,}8$. Таким образом, расчетная длина $l_0 = 0{,}8\ l$ в плоскости фермы определяется с некоторым запасом, в особенности для средних раскосов, жесткость которых по сравнению с примыкающими стержнями невелика.

Исключение составляет опорной восходящий раскос, условия работы которого в плоскости фермы такие же, как и у верхнего пояса, вследствие чего расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов.

Расчетная длина сжатого пояса в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы.

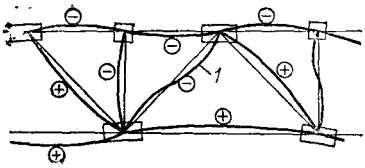


Рис. 9.12. Схема деформации стержней при потере устойчивости сжатым стержнем

1 — стержень, теряющий устойчивость

В беспрогонных покрытиях верхний пояс стропильных ферм закреплен из плоскости фермы жесткими плитами или панелями настила, прикрепленными к поясам ферм. В этом случае за расчетную длину пояса в плоскости кровли можно принимать ширину одной плиты.

Расчетная длина сжатых стержней решетки при выгибе их из плоскости фермы принимается равной расстоянию между геометрическими центрами узлов; так как фасонки весьма гибки, они должны рассматриваться как листовые шарниры.

В трубчатых фермах с бесфасоночными узлами расчетная длина раскоса как в плоскости, так и вне плоскости фермы может приниматься равной 0,9 l.

В других случаях расчетную длину берут по СНиП.

2. Предельные гибкости стержней

Элементы конструкций, как правило, должны проектироваться из жестких стержней. Особенно существенное значение имеет гибкость $\lambda = l_0/i$ для сжатых стержней, теряющих устойчивость при продольном изгибе.

Даже при незначительных сжимающих усилиях гибкость сжатых стержней не должна быть слишком большой. Очень гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают от собственного веса, в них появляются нежелательные эксцентриситеты, они вибрируют при динамических нагрузках.

Поэтому для сжатых стержней устанавливается величина предельной, наибольшей гибкости, которая является такой же нормативной величиной, как и расчетные сопротивления.

Величина предельной гибкости $\lambda_{пр}$ для сжатых стержней установлена СНиП в зависимости от назначения стержня:

	Для стали	Для алюминиевых сплавов
Сжатые пояса, а также опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции	$\lambda_{пр}=120$	$\lambda_{пр}=100$
Прочие сжатые стержни ферм . . .	$\lambda_{пр}=150$	$\lambda_{пр}=120$
Сжатые стержни связей	$\lambda_{пр}=200$	$\lambda_{пр}=150$

Растянутые стержни конструкции также не должны быть слишком гибкими, так как они могут изогнуться при транспортировании и монтаже.

Особенно важно, чтобы стержни имели достаточную жесткость в конструкциях, подверженных динамическим воздействиям (для предотвращения вибрации стержней).

Для растянутых стержней ферм, подвергающихся непосредственному действию динамической нагрузки, СНиП установлены следующие величины предельной гибкости:

	Для стали	Для алюминиевых сплавов
Растянутые пояса и опорные раскосы	$\lambda_{пр}=250$	$\lambda_{пр}=200$
Прочие растянутые стержни ферм .	$\lambda_{пр}=350$	$\lambda_{пр}=300$
Растянутые стержни связей	$\lambda_{пр}=400$	$\lambda_{пр}=300$

В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное их провисание), установив для всех растянутых стержней предельную гибкость: $\lambda_{пр}=400$ для

стальных стержней и $\lambda_{пр}=300$ для стержней из алюминиевых сплавов. Для стержней из алюминиевых сплавов предельные гибкости должны быть ниже ввиду меньшего значения модуля упругости сплавов.

§ 5. ТИПЫ СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ФЕРМ

1. Стержни легких ферм

До последнего времени легкие фермы проектировались в основном из стержней с сечениями, составленными из двух уголков (рис. 9.13, *б*). Такие сечения имеют большой диапазон площадей, удобны для конструирования узлов на фасонках и прикрепления примыкающих к фермам конструкций (прогонов, кровельных панелей, связей и т. п.). Существенными недостатками такой конструктивной формы являлись: большое количество заготавливаемых элементов с различными типоразмерами, значительный расход металла на фасонки и прокладки, высокая трудоемкость изготовления и наличие щели между уголками, затрудняющей окраску. Кроме того, стержни с сечением из двух уголков, составленных тавром, неэффективно работают на сжатие.

Развитие сортамента — пуск прокатного стана широкополочных двутавров, производство электросварных труб и замкнутых гнутосварных профилей, а также возможность получения из широкополочных двутавров путем разрезки тавров с широкой полкой создали условия для проектирования ферм со стержнями из одиночного профиля вместо сечения, составленного из двух уголков. Новая конструктивная форма экономичнее по расходу металла и значительно менее трудоемка, так как более чем вдвое уменьшает количество используемых деталей; сечения стержней стали более эффективно работать на сжатие. Фермы со стержнями из одиночного профиля легко доступны для осмотра и окраски, что повышает их долговечность при эксплуатации. Фермы с меньшим количеством деталей более приспособлены для их изготовления (сборки и сварки) на поточных линиях.

Однако новая конструктивная форма ферм из-за ограниченности новых профилей и других конъюнктурных условий не может сразу вытеснить старую, и фермы различного назначения еще проектируют со стержнями из прокатных уголковых профилей, а конструктивная форма их продолжает совершенствоваться.

В фермах пространственной формы (башнях, мачтах, стрелах кранов и т. п.), где пояс является общим для двух перпендикулярных ферм, простейшим типом сечения пояса является одиночный уголок (рис. 9.13, *а*). Крестовое сечение из двух уголков (рис. 9.13, *е*) применяется в поясах решетчатых башен и мачт, когда площади одного уголка оказывается недостаточно. Сечения из одиночных уголков применяются также для слабонагруженных стержней решетки ферм. Разработанные типовые решения стропильных ферм из одиночных уголков позволяют экономить металл и снижать трудоемкость. Нужно учитывать, что стропильные фермы со стержнями из одиночных уголков в своей плоскости не имеют оси симметрии. Для уменьшения асимметрии решетка прикрепляется к поясным уголкам с внутренней стороны. Все же такое решение сопряжения поясов с решеткой создает условия для закручивания пояса, которое должно погашаться надежным закреплением пояса связями.

Сжатые стержни из двух уголков как при равных, так и при различных расчетных длинах легко скомпоновать равноустойчивыми в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Жесткость сечения характеризуется его радиусами инерций, которые прямо пропорциональны генеральным размерам сечения и могут быть приближенно выражены для таврового сечения из двух уголков соотношениями $i_x \approx 0{,}3\,h$ и $i_y = 0{,}2\,b$ (рис. 9.13, *б—г*).

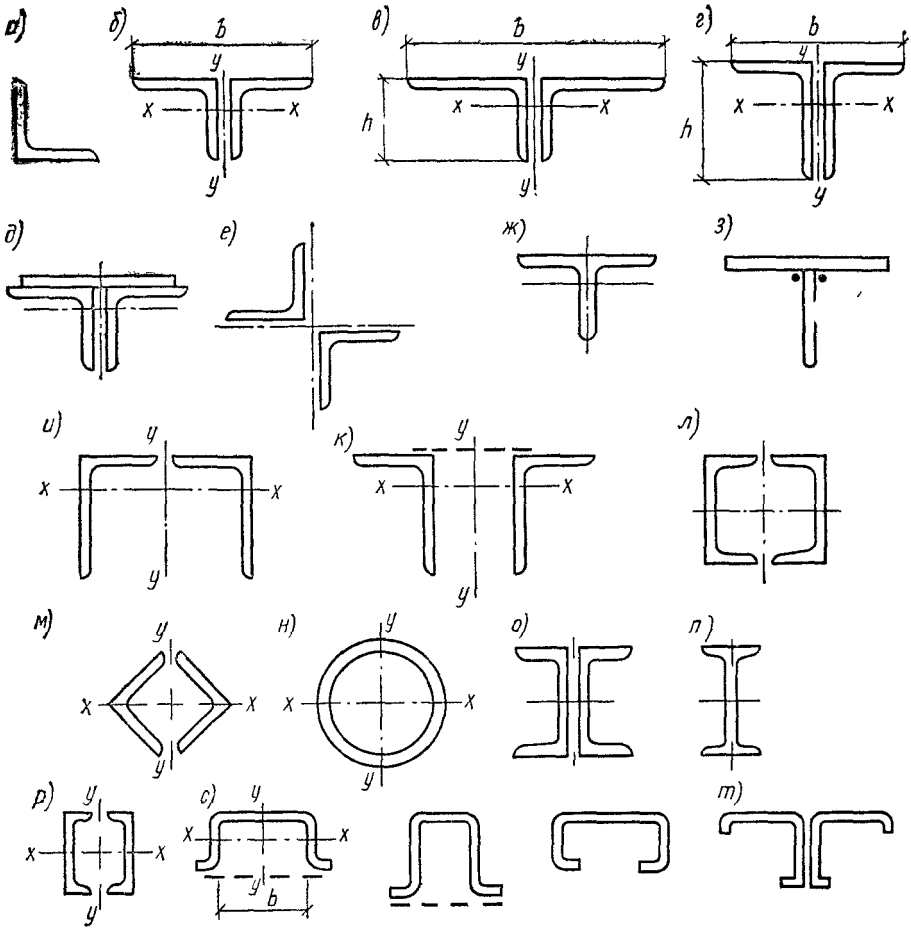


Рис. 9.13. Типы сечений стержней легких ферм

Если расчетная длина стержня фермы одинакова в плоскостях $x—x$ и $y—y$ (опорные раскосы, пояса стропильных ферм, закрепленные в каждом узле кровельными плитами), то из условия равноустойчивости при работе стержня на продольный изгиб ($\lambda_x=\lambda_y$) необходимо, чтобы радиусы инерции относительно обеих осей были равны, т. е. $i_x=i_y$. Для этого нужно расположить неравнополочные уголки большими полками вместе (рис. 9.13, *г*).

Тавровое сечение из двух уголков, составленных вместе меньшими полками (рис. 9.13, *в*), употребляется в случаях, когда расчетная длина стержня вне плоскости фермы в 2 раза больше, чем в плоскости. В таком сечении $b\approx 3h$ и, следовательно, $i_y=0{,}2\ b=0{,}6\ h=2i_x$, т. е. жесткость стержня вне плоскости также в 2 раза больше, чем в плоскости ферм.

Тавровое сечение из двух равнополочных уголков (рис. 9.13, *б*) является наиболее распространенным для стержней решетки. Это сечение обеспечивает равноустойчивость сжатых стержней решетки, так как имеет большую жесткость вне плоскости фермы (относительно оси $y—y$), что отвечает большей расчетной длине сжатого раскоса вне плоскости фермы $l_y=1{,}25\,l_x$ (см. § 4). Действительно, в таком случае $i_y=$ $=0{,}2\ b=0{,}4\ h=1{,}33\,i_x$, что соответствует указанному соотношению расчетных длин.

Современные типовые решения стропильных ферм имеют несколько видов. Остаются типовые решения со стержнями из двух прокатных уголков, имеются трубчатые фермы, у которых пояса и решетка выпол-

няются из электросварных труб. Толщину стенки труб поясов рекомендуется принимать не менее $^1/_{45}$—$^1/_{50}$ диаметра и, как правило, на 1—2 мм больше минимальной толщины, принимаемой для трубчатых стержней решетки. Трубчатые фермы используются при строительстве башен, мачт, кранов открытых эстакад и т. п.

Большим преимуществом трубчатых стержней является их хорошая обтекаемость. Благодаря обтекаемости ветровые давления на них меньше, на них мало задерживаются грязь и влага, поэтому они более стойки против коррозии, их легко очищать и окрашивать, что также повышает долговечность.

Сопряжение трубчатых стержней в узлах представляет определенные трудности. Применяемые типы сопряжений рассмотрены в § 8.6 данной главы.

На заводе серийно изготовляются стропильные фермы из замкнутых гнутосварных профилей (ЗГСП) прямоугольного сечения. Профили изготовляются из листа толщиной от 3 до 8 мм. Прямоугольные профили в конструктивном отношении лучше круглых, так как сопряжение стержней в узлах и прикрепление к фермам различных элементов, прогонов, панелей, связей и т. п. проще. Фермы, несущие значительные нагрузки, можно изготовлять с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из уголков или замкнутых гнутосварных профилей. Широкополочные двутавры особенно эффективны в верхних поясах ферм, когда они кроме сжимающих усилий воспринимают изгибающие моменты от прогонов или кровельных панелей.

Разработаны также конструкции ферм с поясами из тавров, получаемых путем продольной разрезки широкополочных двутавров (рис. 4.1, *д*) или сваркой из двух стальных полос (рис. 9.13, *з*).

Тавровое сечение поясов позволяет очень просто конструировать узлы, особенно при решетке из одиночных уголков. Находят применение в стержнях легких ферм сечения из двух уголков с расставленными вертикальными полками (рис. 9. 13, *и*, *к*), из уголков замкнутого сечения (рис. 9.13, *м*), из швеллеров (рис. 9.13, *о*) и др. В каждом отдельном случае применение стержней с такими сечениями определяется условиями работы конструкции, ее изготовления, наличием сортамента и т. п.

2. Стержни тяжелых ферм

Стержни тяжелых стальных ферм отличаются от легких более мощными сечениями, составленными из нескольких элементов, что обусловлено их большими расчетными длинами и действующими в них значительными усилиями. Сечения их обычно проектируют двухстенчатыми (рис. 9.14), а узловые сопряжения их между собой осуществляются в двух плоскостях. Стержни тяжелых ферм (как раскосы и стойки, так и пояса) в разных панелях имеют разные по размерам, но одного вида сечения.

Тяжелые фермы, воспринимающие динамические нагрузки (железнодорожные мосты, краны и т. п.), иногда проектируются клепаными. Современные тяжелые фермы, как правило, конструируются из сварных стержней с узлами на высокопрочных болтах.

Применяются следующие типы сечений стержней тяжелых стальных ферм:

Н-образные сечения из двух вертикальных листов (вертикалов), связанных горизонтальным листом (горизонталом) (рис. 9. 14, *а*), из четырех неравнобоких уголков, также связанных горизонтальным листом (рис. 9.14, *б*). Развитие этих сечений в смежных панелях происходит в сварных сечениях посредством добавления вертикальных листов (рис. 9.14, *в*). Сечения эти удобно прикреплять к фасонкам, так как они имеют гладкую наружную поверхность и симметричны. В простейшей своей форме они малотрудоемки и в этом отношении существенно превосходят все остальные сечения. Если конструкция не защищена от по-

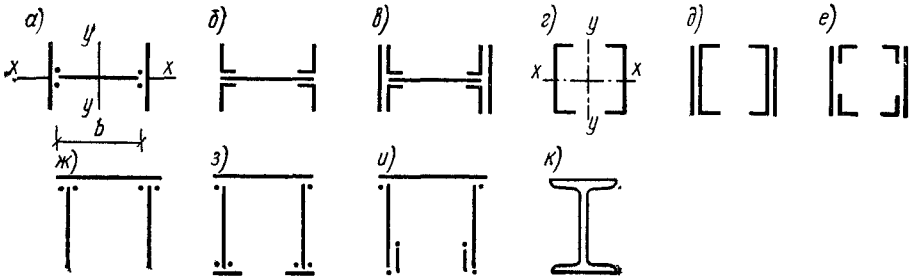


Рис. 9.14. Типы сечений стержней тяжелых ферм

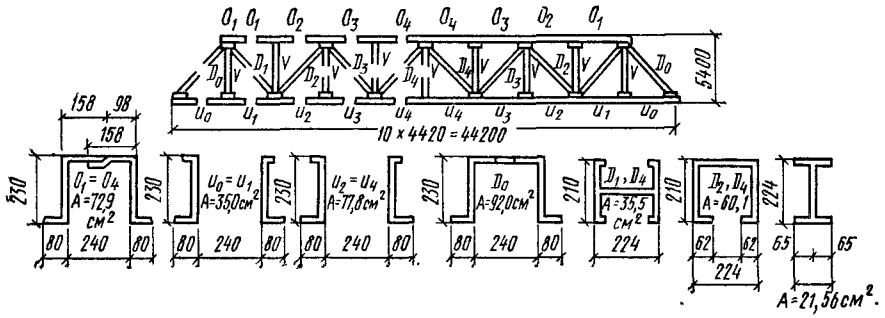


Рис. 9.15. Профили стержней тяжелой фермы из алюминиевых сплавов

падания атмосферных осадков, в расположенных горизонтально элементах необходимо оставлять отверстия для стока воды. Н-образное сечение применяется как для поясов, так и для раскосов ферм;

швеллерное сечение — из двух швеллеров, поставленных полками внутрь (рис. 9.14, *г*). При этом используются как прокатные швеллеры (рис. 9.14, *г*), так и составленные из листов и уголков. Подобного типа сечения чаще всего применяются в клепаных конструкциях. Сечения в смежных стержнях изменяют наклепкой или приваркой к швеллерам листов (рис. 9.1, *д—е*). Стержни швеллерного сечения имеют хорошую устойчивость в обеих плоскостях, и поэтому такое сечение целесообразно применять для сжатых элементов, особенно при большой их длине. Недостатком швеллерного сечения является наличие двух ветвей, которые приходится соединять планками или решетками (аналогично центрально сжатым колоннам);

коробчатое сечение — из двух вертикальных элементов, соединенных горизонтальным листом сверху (рис. 9.14, *ж*, *з*, *и*), применяется главным образом для верхних поясов тяжелых мостовых ферм. Жесткость сечения значительно повышается, если снизу вертикальные ветви соединить решеткой (рис. 9.14, *з*);

одностенчатое двутавровое сечение — из широкополочного сварного или прокатного двутавра, поставленного вертикально (рис. 9. 14, *к*). Сжатые пояса двутаврового сечения требуют более частого закрепления из плоскости фермы, так как у них I_y значительно меньше, чем I_x;

трубчатые стержни, применяемые в сварных тяжелых фермах, имеют те же преимущества, что и в легких фермах (см. стр. 240).

Стержни ферм из алюминиевых сплавов имеют двухстенчатые сечения и в соответствии с этим применяются: цельные Н-образного сечения (возможно с бульбами); П-образные с утолщениями внутрь коробки; коробчатые с наружными выступами (цельные или из двух зетов); швеллерные сечения в случае необходимости с полками разных размеров (рис. 9.15).

§ 6. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ЛЕГКИХ ФЕРМ

1. Общие положения

Для удобства изготовления и комплектования сортамента металла при проектировании легких ферм обычно устанавливают четыре—шесть различных калибров профиля, из которых подбирают все элементы фермы. Чтобы предварительно установить необходимый ассортимент профилей, ориентировочно определяют требуемые площади сечений для всех стержней фермы.

Стержни, составленные из двух уголков или швеллеров, соединенных через прокладки, рассчитывают как сплошностенчатые, что обеспечивается установленными расстояниями между прокладками (см. § 9).

Из условия обеспечения необходимой жесткости при монтаже и перевозке в сварных фермах берут уголки с полками более 50 мм.

При значительных усилиях в поясах ферм подбор сечений стержней можно производить из стали двух марок (например, пояса — из низколегированной стали, элементы решетки — из малоуглеродистой).

В легких фермах пролетом до 30 м, чтобы уменьшить трудоемкость изготовления конструкции, пояса обычно принимают постоянного сечения по всей длине. Изменение в стыке сечения пояса, калибр профиля необходимо согласовать с конструкцией стыка. Так, например, изменение сечения из двух уголков целесообразно выполнять за счет ширины полки, толщину уголков для удобства перекрытия накладками целесообразно сохранять одинаковой по обеим сторонам стыка.

2. Подбор сечений сжатых стержней

Подбор сечений сжатых стержней начинается с определения требуемой площади по формуле

$$A_{тр} = N/\varphi R\gamma, \qquad (9.16)$$

γ — коэффициент условия работы принимается по прил. 13; формула (9.16) содержит два неизвестных: требуемую площадь $A_{тр}$ и коэффициент продольного изгиба φ, который является функцией гибкости.

$$\lambda = l_0/i,$$

где l_0 — расчетная длина стержня; $i=\sqrt{I/A}$ — радиус инерции сечения, в свою очередь зависящий от площади A.

Эти параметры обычно задаются гибкостью стержня, учитывая степень загружения и характер его работы. По заданной гибкости находят соответствующую величину φ и площадь A по формуле (9.16).

При предварительном подборе для поясов легких ферм можно принять $\lambda=80\div60$ и для решетки $\lambda=120\div100$.

Задавшись гибкостью λ, можно также найти требуемые радиусы инерции сечения по формулам.

$$i_{x тр} = l_{0x}/\lambda; \quad (9.17) \qquad i_{y тр} = l_{0y}/\lambda. \qquad (9.18)$$

В соответствии с требуемыми радиусами инерции и площадью сечения по сортаменту подбирается подходящий калибр профиля. Несогласованность табличных значений i и A с требуемыми показывает, насколько неправильно была задана гибкость. Принимая после этого профиль с промежуточным значением площади и соответствующим радиусом инерции определяют во втором приближении гибкость, коэффициент φ и напряжение. Обычно второе приближение достигает цели.

Пример 9.1. Требуется подобрать сечение верхнего пояса легкой формы по расчетному усилию $N=535$ кН

Расчетные длины стержня $l_{0x}=2{,}58$ м, $l_{0y}=5{,}16$ м Материал — сталь марки 18 кп; $R=210$ МПа Коэффициент условия работы $\gamma=1$.

Принимаем тавровое сечение из двух неравнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью $\lambda=100$ и, следовательно, $\varphi=0{,}582$ (см. прил. 7).

Требуемая площадь сечения $A_{тр}=N/\varphi R=535/0{,}582\cdot 21{,}5\approx 43$ см².

Требуемые радиусы инерции $i_x=l_{0x}/\lambda=258/100=2{,}58$ см; $i_y=l_{0y}/\lambda=516/100=5{,}16$ см.

По требуемым площади и радиусам инерции ближе всего подходит сечение из двух неравнополочных уголков 140×90×10 (ГОСТ 8510—72): $A=2\cdot 22{,}2=44{,}4$ см²; $i_x=2{,}56$ см (i_y не лимитирует сечения).

Определяем наибольшую гибкость стержня относительно оси x—x: $\lambda_x=\lambda_{max}=258/2{,}56\approx 100$ и по наибольшей гибкости находим $\varphi=0{,}582$.

Напряжение $\sigma=N/\varphi A=535/0{,}582\cdot 44{,}4\approx 20{,}7$ кН/см²$<R=21{,}5$ кН/см².

Оставляем принятое сечение из двух уголков 140×90×10.

3. Подбор сечений растянутых стержней

Требуемую площадь нетто сечения растянутого стержня фермы из стали с отношением $R_в/\gamma_н<R$ определяют по формуле

$$A_п=N/R\gamma, \tag{9.19}$$

где γ — коэффициент условий работы; $\gamma_н=1{,}3$ — коэффициент надежности.

Скомпоновав по требуемой площади сечение (с учетом установленного ассортимента профилей и общих конструктивных требований), производят проверку принятого сечения, причем подсчитывают действительное его ослабление отверстиями.

4. Подбор сечений стержней при действии продольной силы и момента (внецентренное сжатие)

Верхние пояса стропильных ферм, нагружаемые кровельной конструкцией, работают на осевую силу и изгиб. Сжимающая сила N определяется по обычному расчету фермы с приложением всей нагрузки в узлах.

Изгибающий момент принимается равным наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки (см. § 3).

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M_x в стержнях следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

Расчет на устойчивость внецентренно сжатого верхнего пояса фермы следует выполнять как в плоскости действия момента, так и из плоскости действия момента.

Подбор сечения можно начать с определения требуемой площади сечения стержня, используя формулу проверки устойчивости в плоскости изгиба

$$A_{тр}=N/\varphi_{вн}R\gamma. \tag{9.20}$$

Как уже было рассмотрено в § 3 гл. 3, коэффициент понижения несущей способности стержня при внецентренном сжатии $\varphi_{вн}$ (см. прил. 8) есть функция условной гибкости в плоскости изгиба $\bar{\lambda}_x=(l_{0x}/i_x)\sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентриситета $m_{пр}$, равного относительному эксцентриситету $m=e_0/\rho$, умноженному на коэффициент влияния формы сечения η, принимаемому по прил. 10. Поэтому приведенный эксцентриситет будет иметь следующий вид:

$$m_{пр}=\eta m=\eta\frac{e_0}{\rho_x}=\eta\frac{M_x Az}{NI_x}; \tag{9.21}$$

где ρ_x — расстояние от горизонтальной оси до края ядра сечения; z — расстояние от центра тяжести сечения до сжатого от момента края сечения; M_x — момент относительно горизонтальной оси.

Предварительный подбор сечения производят как для центрально-сжатого стержня. Установив тип сечения (тавр, труба, два швеллера, двутавр и т. д.), задаются гибкостью $\lambda_x=l_0/i_x$ и определяют отвечающие этой гибкости и расчетной длине стержня радиус инерции $i_x=l_0/\lambda_x$, требуемую высоту сечения $h=i_x/\alpha_1$ и ядровое расстояние $\rho_x=i_x^2/z$. Для симметричных относительно горизонтальной оси сечений $z=h/2$, для тавровых $z=0{,}3\,h$.

Таблица 9.1. Подбор сечения стержней легких ферм (сталь 18 кп)

Стержень		Расчетные данные		Тип сечения и размеры, мм	Расчетные данные				Коэффициент, φ	Напряжение, МПа σ
№ стержня	длина см (l)	усилие, кН (N)	сопротивление МПа		площадь, см² (A)	длина, см (l_0)	радиус инерции, см (i)	гибкость, λ		
3—7	300	—525	210	Тавр 150×200	33,9	300	3,93	76	0,737	210
1—8	515	+940	210	Два уголка 100×12	45,6	—	—	—	—	206
2—4	420	—642	210	Два уголка 125×9	44	336	3,86	87	0,687	212

Для принятого типа сечения по прил. 10 находим η.

Зная ρ_x и η, определяют по формуле (9.21) приведенный эксцентриситет $m_{пр}$, а по нему и по приведенной гибкости $\bar{\lambda}_x$ — коэффициент $\varphi_{вн}$ (см. прил. 9) и, наконец, по формуле (9.20) находят требуемую площадь. Зная площадь и высоту h, компонуют сечение. Если сечение компонуется плохо, изменяют значение гибкости и определяют новое значение площади.

Получив геометрические характеристики намеченного сечения, производят проверку стержня в плоскости действия момента по формуле

$$\sigma = N/\varphi_{вн} A \leqslant R\gamma.$$

Коэффициент $\varphi_{вн}$ принимается по точно вычисленным характеристикам $\bar{\lambda}$ и $m_{пр}$ для принятого сечения.

Расчет на устойчивость при $m<20$ не требуется.

Проверка устойчивости стержня из плоскости действия момента производится (при $I_x > I_y$) по формуле

$$\sigma = N/c\varphi_y A \leqslant R\gamma. \qquad (9.22)$$

Коэффициент продольного изгиба центрально-сжатого стержня φ_y относительно оси y принимают по гибкости стержня

$$\lambda_y = l_0/i_y.$$

Коэффициент c принимается в соответствии с указаниями гл. 3.

При наличии в стержне отверстий для болтов прочность внецентренно сжатых стержней проверяется по формуле

$$(N/A_{нт} \pm M_x y/I_{xнт})\, y \leqslant R\gamma, \qquad (9.23)$$

где $A_{нт}$ и $I_{xнт}$ — площадь и момент инерции нетто, y — расстояние от нейтральной оси до края сечения.

5. Подбор сечений стержней по предельной гибкости

Ряд стержней легких ферм имеют незначительные усилия и, следовательно, небольшие напряжения, сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости, установленной СНиП (см. § 4 этой главы). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решетке, раскосы в средних панелях ферм, элементы связей и т. п.

Зная расчетную длину стержня l_0 и значение предельной гибкости $\lambda_{пр}$, определяют требуемый радиус инерции $i_{тр} = l_0/\lambda_{тр}$. По нему в сортаменте выбирают сечение, имеющее наименьшую площадь.

Ввиду простоты расчетных манипуляций рекомендуется подбор стержней легких ферм оформлять в табличной форме (табл. 9.1).

§ 7. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ТЯЖЕЛЫХ ФЕРМ

Подбор сечений стержней тяжелых ферм начинается с предварительного определения требуемых площадей сечения всех стержней по формулам (9.16) и (9.19).

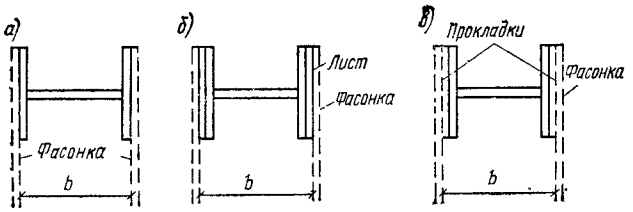


Рис. 9.16. Размещение узловых фасонок в тяжелых фермах

Для сжатых стержней в первом приближении коэффициенты продольного изгиба можно принимать равными: для поясов $\varphi=0{,}8\div0{,}85$, для решетки $\varphi=0{,}7\div0{,}8$.

В растянутых стержнях при клепаных или болтовых монтажных соединениях учитывается коэффициент ослабления $\alpha=0{,}8\div0{,}85$.

Исходя из требуемых площадей устанавливается тип сечения стержней для поясов и решетки.

В зависимости от климатического района эксплуатации ферм (см. СНиП) высота сечения поясов не должна превышать 1/10—1/15 длины панели, так как при большей высоте влияние изгибающих моментов от жесткости узлов возрастает и его надо учитывать в работе.

Основным размером стержней тяжелых ферм с двухстенчатыми сечениями является расстояние между узловыми фасонками b (рис. 9.16, *а*, *б*, *в*), которое определяет ширину стержней поясов и раскосов и сохраняется постоянным для всех элементов фермы. Обычно $b=400$—500 мм.

Узловые фасонки непосредственно накладывают на наружные грани, что дает наиболее простой тип узла. Однако это требует постоянства ширины между наружными поверхностями всех стержней фермы. Ввиду того что толщина вертикалов разных сечений неодинаковая, расстояние в свету между их внутренними поверностями может получиться также разным. Выравнивание достигается постановкой прокладок в сечениях с более тонкими вертикалами (рис. 9.16, *в*).

Пояса тяжелых ферм имеют в разных панелях разные сечения, связанные общностью типа и условиями сопряжения стержней в узлах. Поэтому сечения всех стержней одного пояса должны подбираться одновременно. Перед началом подбора устанавливают тип сечения (Н-образное, швеллерное, коробчатое), прием перехода от площади одного сечения к площади смежного и намечают места перехода от одного сечения к смежному. Приемы изменения площади сечения зависят от типа сечения. В сварных Н-образных сечениях обычно изменяются высота и толщина вертикалов при сохранении постоянства расстояния между наружными гранями сечения. Горизонтал из условия необходимой устойчивости и жесткости сечения должен иметь толщину не менее $^1/_{50}$ расстояния между вертикалами и не менее 12 мм. Толщина вертикалов исходя из условий их устойчивости должна приниматься по табл. 8.5, при этом надо учитывать зависимость расчетного сопротивления стали от толщины листа.

Основой швеллерных сечений являются два швеллера, которые проходят через все сечения (см. рис. 9.14, *г*).

Швеллерное сечение развивают путем добавления вертикальных листов (см. рис. 9.14, *д*, *е*). Таким образом, высота швеллерных сечений может быть постоянной во всех стержнях.

После подбора сечений производят их проверку. Проверку сечений сжатых стержней ферм выполняют так же, как центрально-сжатых колонн, по указаниям гл. 8: Н-образных—как сплошных, швеллерных — как сквозных с той разницей, что ширина b сечений здесь является заданной, а не определяемой из условия равноустойчивости.

Раскосы при швеллерных или коробчатых поясах подбирают швеллерного сечения (см. рис. 9.14, *г*) или Н-образного (см. рис. 9.14, *а* или *б*) при Н-образных поясах. Швеллерные сечения более выгодны при ра-

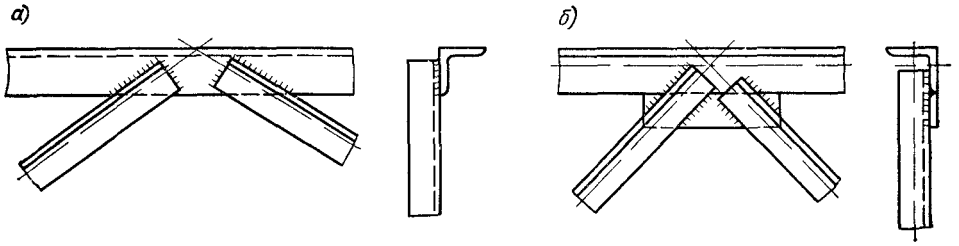


Рис. 9 17. Узлы ферм из одиночных уголков

боте на продольный изгиб и потому весьма часто применяются для длинных раскосов, но они более трудоемки при изготовлении по сравнению с Н-образными сечениями.

Ширину сечения раскосов определяют расстоянием между внутренними гранями узловых фасонок; для простоты сопряжений на монтаже ширина их обычно берется на 2 мм меньше расстояния между гранями фасонок. Это можно игнорировать в расчете, но следует показывать на рабочих чертежах.

§ 8. КОНСТРУКЦИИ ЛЕГКИХ ФЕРМ

1. Общие требования к конструированию

Чтобы избежать дополнительных напряжений от расцентровки осей стержней в узлах, необходимо стремиться центрировать стержни в узлах по осям, проходящим через их центры тяжести с округлением до 5 мм (рис. 9.17).

Узловые моменты, являющиеся следствием расцентровки стержней в узлах, определяются как произведение нормальных усилий стержней и внешних узловых сил на их плечи до точки пересечения осей пояса и одного или двух раскосов.

Резку стержней решетки производят, как правило, нормально к оси стержня, для крупных стержней допускают косую резку с целью уменьшения размеров фасонок. Чтобы уменьшить сварочные напряжения в фасонках, стержни решетки не доводятся до поясов на расстояние $a = 6t \approx 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t — толщина фасонки в мм) (рис. 9.18). Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм (рис. 9.19).

Толщину фасонок выбирают в зависимости от величины действующих усилий (табл. 9.2) и принятой толщины сварных швов. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента. Допустимая разница толщин фасонок в смежных узлах равна 2 мм.

Необходимо стремиться к простейшим очертаниям фасонок, чтобы упростить их изготовление и уменьшить количество обрезков. Стропильные фермы пролетом 18—36 м разбивают на два отправочных элемента с укрупнительными стыками в средних узлах. Стыки для удобства укрупнительной сборки и изготовления целесообразно проектировать так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемы (рис. 9.20, *а*, *б*).

При проектировании ферм со стержнями из широкополочных двутавров и тавров, из замкнутых гнутосварных профилей или из круглых труб надо пользоваться специальными руководствами, разработанными различными организациями (ЦНИИПроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова, ЦНИИСК им. В. В. Кучеренко и др.).

2. Фермы из одиночных уголков

В легких сварных фермах из одиночных уголков узлы можно проектировать без фасонок и стержни решетки приваривать непосредственно к полке поясного уголка угловыми швами (см. рис. 9.17). Для сближения с одной плоскостью центров тяжести решетки и поясов целесообразно прикреплять к внутренней грани полки пояса (рис. 9 17, *б*). Уголки следует прикреплять обваркой по контуру. Допускается приварка уголка одним фланговым (у обушка) и лобовыми швами. Допускается центрация осей стержней решетки на обушок пояса (рис. 9.17, *а*). Если для прикрепления стержней решетки непосредственно к полке поясов не хватает места, то к полке пояса приваривают планку (рис. 9.17, *б*), создающую в узле необходимое уширение. Швы, прикрепляющие уголок, рассчитывают в соответствии с указаниями § 4 гл. 5.

3. Фермы из парных уголков

В фермах со стержнями из двух уголков, составленных тавром, узлы проектируют на фасонках, которые заводят между уголками. Стержни решетки прикрепляют к фасонке фланговыми швами (см. рис. 9.20). При креплении фланговыми швами требуемые площади швов распределяются по обушку и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня (см. гл. 5, § 4). Разность площадей швов регулируется толщиной и длиной швов. Концы фланговых швов выводят на торцы стержня на 20 мм.

К поясу фасонки рекомендуется прикреплять сплошными швами минимальной толщины. Где это возможно, фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10—15 мм.

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса (рис. 9.18, *в*):

$$N = N_2 - N_1. \qquad (9.24)$$

В месте опирания на верхний пояс прогонов (рис. 9 18, *в*) или кровельных плит (рис.9.18, *г*) фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10—15 мм, и это место не заваривают.

Чтобы прикрепить прогоны, к верхнему поясу ферм приваривают уголок с отверстиями для болтов (рис. 9.18, *в*). В местах опирания крупнопаиельных плит верхний пояс стропильных ферм усиливают накладками толщиной $t = 12$ мм, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и не менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

Во избежание ослабления сечения верхнего пояса не следует приваривать накладки поперечными швами.

Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка (рис. 9. 18, *в*), то швы, прикрепляющие фасонку к поясу, воспринимают равнодействующее усилие от давления нагрузки F и разности усилий в смежных пане-

Таблица 9.2. Рекомендуемые толщины фасонок

Максимальное усилие в стержнях решетки, кН	До 150	160—250	260—400	410—600
Толщина фасонок, мм	6	8	10	12

Продолжение

Максимальное усилие в стержнях решетки, кН	610—1000	1010—1400	1410—1800	Более 1800
Толщина фасонок, мм	14	16	18	20

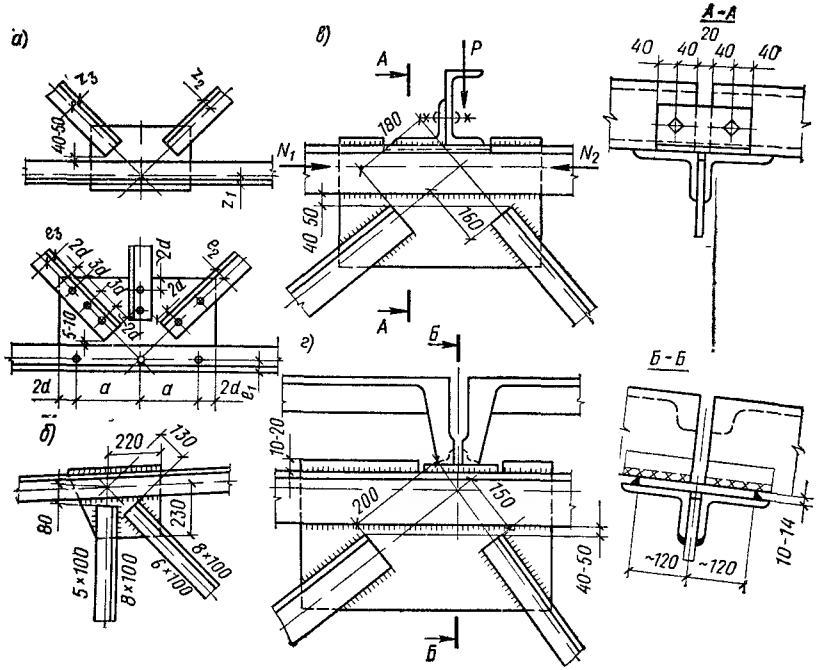


Рис. 9.18. Узлы ферм из парных уголков

а — центрирование стержней; *б* — узел при раскосной решетке, *в* — прикрепление прогонов, *г* — при крепление крупнопанельных плит

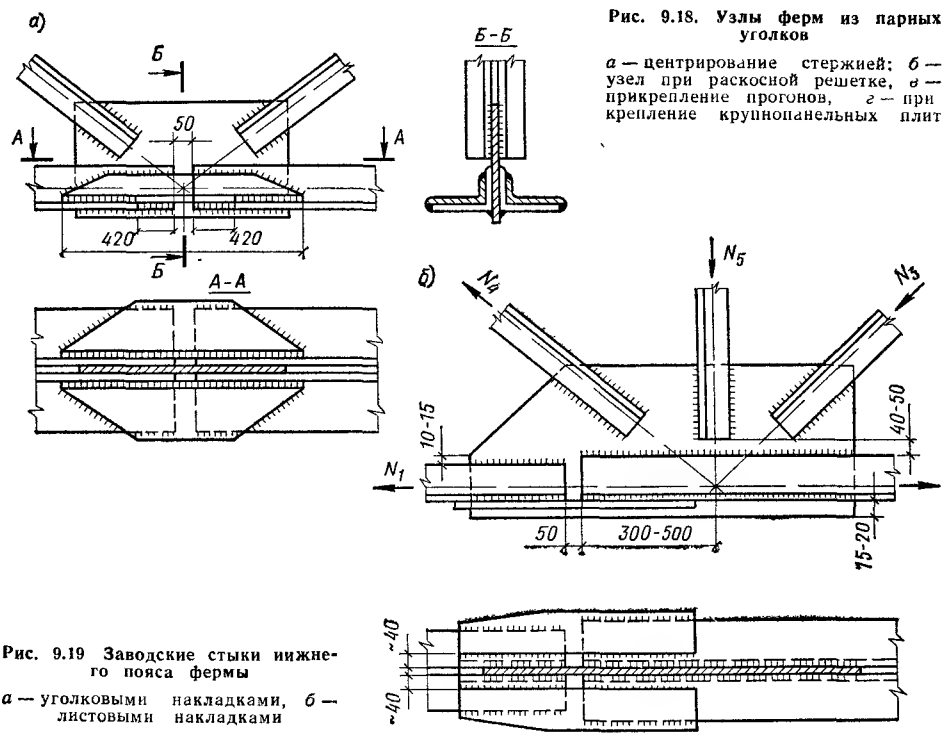


Рис. 9.19 Заводские стыки нижнего пояса фермы

а — уголковыми накладками, *б* — листовыми накладками

лях. В этом случае требуемую площадь швов (при нагрузке F, перпендикулярной поясу) можно определить из формулы

$$\sigma = \sqrt{[(N_2 - N_1)^2 + F^2]} \Big/ \sum k_ш\, l_ш \leqslant \left(R_y^{св}\, \gamma_y^{св}\, \beta\right)_{min} \gamma, \qquad (9.25)$$

где $\Sigma k_ш l_ш$ — суммарная расчетная площадь швов

Зная длину швов, по формуле (9.25) можно получить катет углового шва $k_ш$. Задавшись катетом углового шва $k_ш$, можно получить требуемую длину швов.

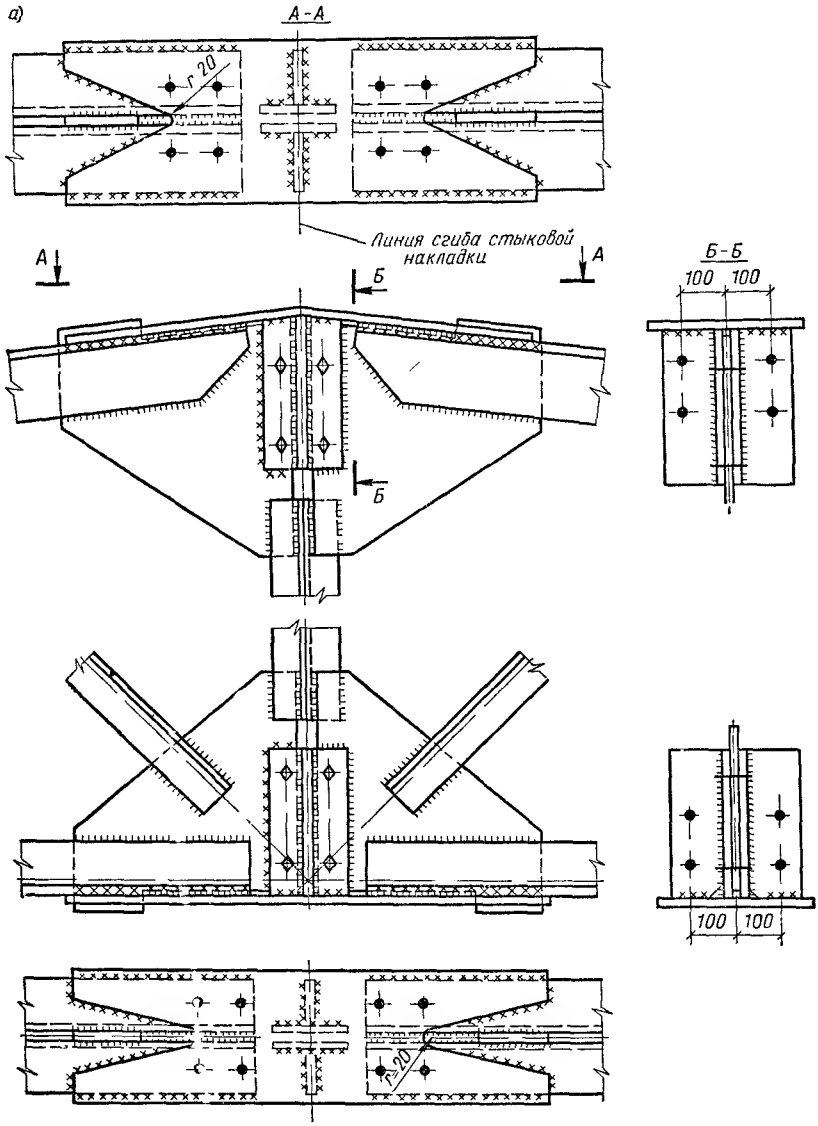


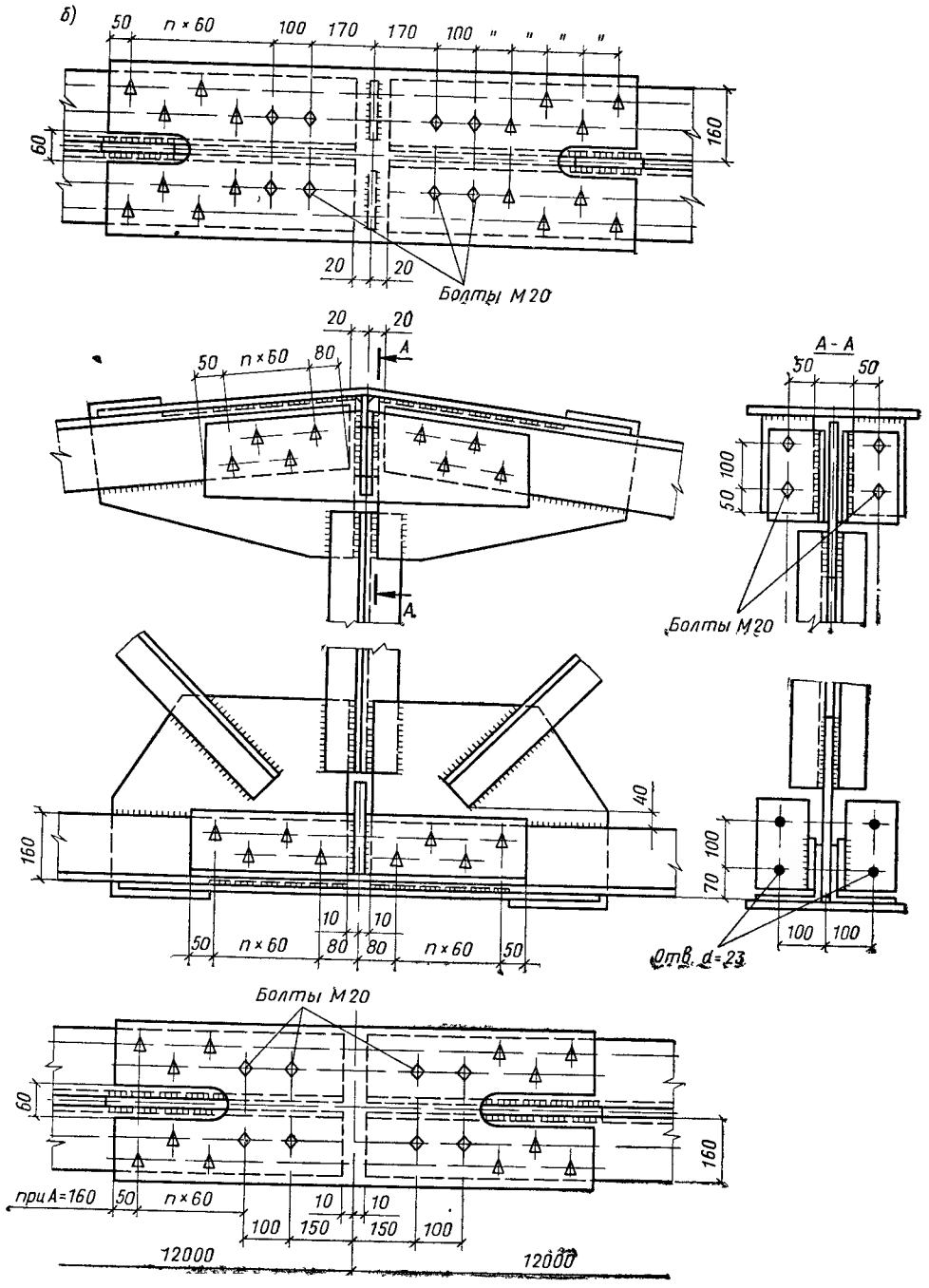
Рис 9.20. Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков
а — на сварке, *б* — на болтах

В фермах с раскосной решеткой фасонке следует придавать очертание прямоугольной трапеции (рис 9 18, *б*). Такие фасонки вырезают из листа с минимальным количеством обрезков и при наименьшей протяженности резов.

Для плавной передачи усилия от стержней решетки на пояс фасонку выпускают за стойку под углом не менее 15°.

Если в узлах ферм размещаются стыки поясов, то их следует перекрывать специальными накладками, не включая, как правило, в работу стыка фасонку, работающую на перераспределение усилий между стержнями, примыкающими к узлу (рис. 9.19). Можно фасонку включать в работу стыка, если продолжить ее за узел фермы (рис. 9.19, *б*).

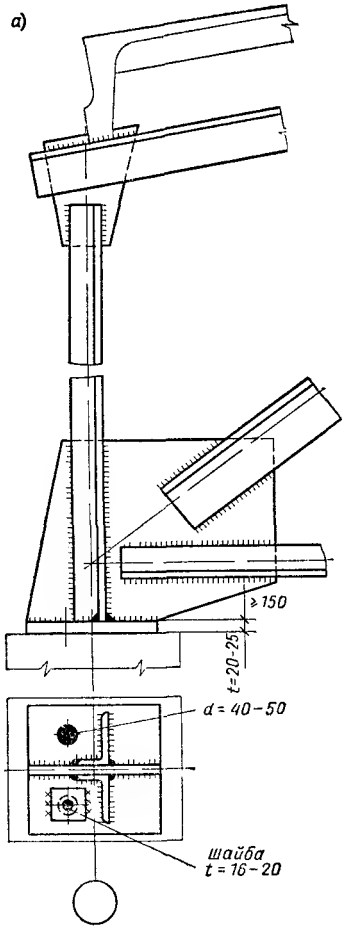
Стык поясов можно перекрывать листовыми накладками, расположенными по выступающим полкам уголков (рис. 9.20, *а*), или уголковыми накладками со срезанной полкой и обработанными обушками (рис. 9.19, *а*).



В стержнях таврового сечения из двух уголков между уголками ставят прокладки для связи стержней между собой и обеспечения их совместной работы.

Расстояние между прокладками не должно превышать 40 i для сжатых стержней и 80 i для растянутых стержней (i—радиус инерции одного уголка относительно оси параллельной прокладке). При этом в пределах длины одного сжатого элемента решетки следует ставить не менее двух прокладок.

Укрупнительные стыки двух симметричных взаимозаменяемых полуферм показаны на рис. 9.20.



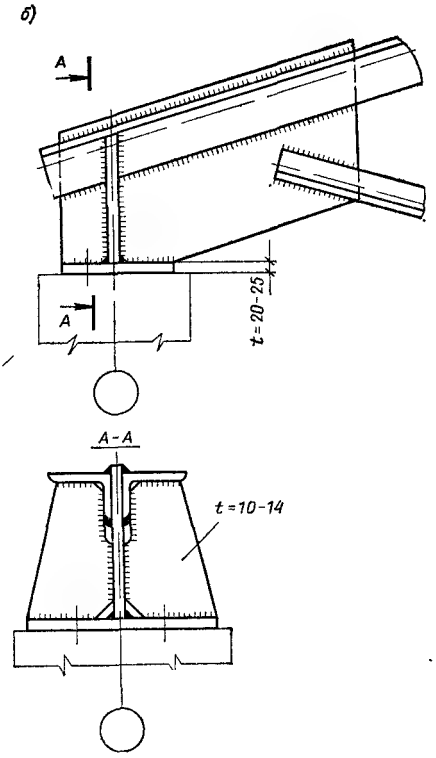
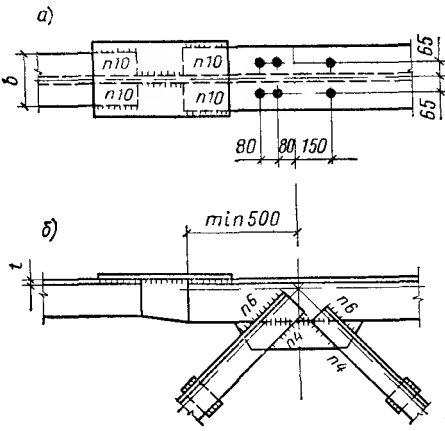


Рис. 9.21. Опорные узлы ферм из парных уголков

а — опирание на уровне нижнего пояса; *б* — то же, верхнего пояса



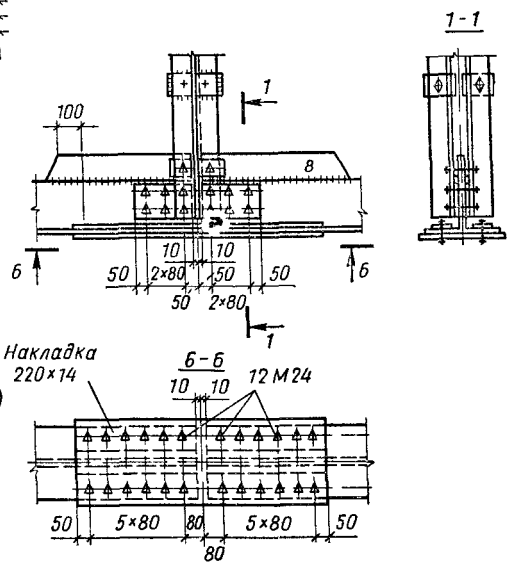


Рис. 9.22. Узлы ферм с поясами из тавров

а — решетка из парных уголков, *б* — укрупнительный стык

Опорный узел легких ферм при свободном опирании их на нижележащую конструкцию состоит из опорной плиты и фасонки (рис. 9.21).

Давление фермы на опорную плиту передается через фасонку и опорную стойку, образующих жесткую опору крестового сечения. Оси пояса и опорного раскоса центрируют на ось опорной стойки; таким образом, опорная реакция фермы проходит через центр жесткого креста.

Швы, приваривающие фасонку и опорную стойку к плите, рассчитывают на опорную реакцию

$$F_{оп}/\beta_{ш} k_{ш} \Sigma l_{ш} \leqslant \left(R_{у}^{св} \gamma_{у}^{св} \beta\right)_{min} \gamma.$$

Швы, прикрепляющие опорную стойку к фасонке, при обычной квадратной опорной плите рассчитывают на усилие, равное половине опорного давления.

Площадь опорной плиты определяют по несущей способности материала опоры

$$A_{оп} = F_{оп}/R_{оп}, \qquad (9.26)$$

где $F_{оп}$ — опорная реакция фермы; $R_{оп}$ — расчетное сопротивление материала опоры сжатию.

Толщину опорной плиты определяют из условия опирания ее на два канта, так же как в базах колонн (см. § 6 гл. 8).

В опорной плите устраивают отверстия для анкеров.

Чтобы делать подвижку ферм при установке их в проектное положение в случае несовпадения заложенных в опоры анкеров с центрами отверстий, диаметр отверстий принимают в 2—2,5 раза больше диаметра анкеров.

Анкерные отверстия прикрывают прямоугольными шайбами, которые после установки фермы приваривают к опорной плите.

Расстояние между нижним поясом и опорной плитой (рис. 9.21) должно быть достаточным для удобной приварки обушков нижнего пояса к фасонке, чтобы усилие с нижнего пояса плавно перешло на фасонку. Обычно это расстояние принимают не меньше ширины горизонтальной полки уголков нижнего пояса или не менее 150 мм.

Опорный узел при опирании фермы на уровне верхнего пояса (рис. 9.21, *б*) конструируют аналогично.

4. Фермы с поясами из широкополочных тавров

Тавры с параллельными гранями полок получают путем продольного роспуска широкополочных двутавров. Тавры применяются в поясах ферм, решетка выполняется из спаренных или одиночных горячекатаных или холодногнутых уголков. По сравнению с фермами со стержнями из парных уголков фермы с поясами из тавров экономичнее по массе металла на 10—12 %, по трудоемкости на 15—20 % и по стоимости на 10—15 %. Экономия достигается за счет уменьшения числа деталей, размеров фасонок и длины сварных швов. Наиболее высокие экономические показатели имеют фермы с перекрестной решеткой (рис. 9.3, *е*), у которых прикрепление раскосов из одиночных уголков к поясам не требует фасонок. При стержнях решетки из парных уголков и при типовой схеме решетки ферм, как правило, нужно иметь узловые уширения, чтобы получить необходимую длину сварных швов (рис. 9.22, *а*). Стыковые швы соединения узловых фасонок со стенками тавров следует рассчитывать на срез от суммы расчетных усилий в примыкающих раскосах, спроектированных на ось пояса. Заводские стыки выполняются с введением вертикальных листовых вставок и горизонтальных накладок.

Укрупнительные стыки стропильных ферм имеют конструкцию, обеспечивающую получение двух симметричных полуферм (рис. 9.22, *б*).

Для этого средняя стойка выполняется из двух уголков крестом

(можно из двух тавров). Пояса перекрываются вертикальными и горизонтальными накладками. Узловые уширения и стыковые накладки выполняются из той же стали, что и пояса.

5. Фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных гнутосварных профилей

Особенностью узлов примыкания стержней решетки из прямоугольных гнутосварных профилей к поясам ферм из широкополочных двутавров является отсутствие фасонок, наличие, как правило, расцентровки и жесткое сопряжение стержней в узлах. Жесткость сопряжения учитывается при определении усилий в стержнях, также учитываются геометрические расцентровки, превышающие 0,5 см.

При расчете стержней ферм и узлов следует пользоваться Руководством по проектированию, разработанным ЦНИИПСК.

Для упрощения конструкции узлов и типизации стержней решетки рассматриваемые фермы рекомендуется проектировать с параллельными поясами.

Стержни решетки примыкают к поясам впритык и обвариваются по контуру угловыми или стыковыми швами (рис. 9.23, *а*).

Стержни решетки из ГСП должны иметь размер из плоскости на 20 мм меньше ширины полки пояса, а у стержней, образущих к-образный узел (рис. 2.23, *б*,*в*), размеры из плоскости не должны отличаться больше чем на 40 мм. Расстояния между сходящимися краями стержней решетки в узлах фермы должны быть достаточными для размещения расчетных размеров швов и зазора между швами не менее 5 мм.

Для прикрепления элементов, обеспечивающих раскрепление поясов ферм из плоскости фермы, ставятся диафрагмы. Диафрагмы также бывают нужны для укрепления стенки или полок пояса в местах передачи на них местных воздействий от усилий в решетке. Диафрагмы имеют различное конструктивное решение в зависимости от их назначения. Заводские стыки двутавров верхнего пояса могут выполняться в панели сваркой встык на расстоянии не менее чем 100 мм от края, примыкающего к поясу стержня решетки. Укрупнительные монтажные стыки рекомендуется выполнять с накладками или с фланцами, соединяемыми высокопрочными болтами (рис. 9.23, *б*, *в*).

6. Трубчатые фермы

Узловые сопряжения трубчатых ферм должны обеспечивать герметизацию внутренней полости ферм, чтобы предотвратить возникновение там коррозии.

В трубчатых фермах наиболее рациональны бесфасоночные узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам (рис. 9.24, а). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают высококачественное соединение с минимальной затратой труда и материала. Стержни центрируют, как правило, по геометрическим осям; при неполном использовании несущей способности поясной трубы допускается эксцентриситет не более одной четверти диаметра поясной трубы.

Расчет узлового сопряжения с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам является теоретически сложной задачей, относящейся к области расчета пересекающихся цилиндрических оболочек.

Напряжения по длине шва распределяются неравномерно и зависят от отношения диаметров соединяемых труб, толщины стенки поясной трубы, величины угла сопряжения труб, прочностных характеристик материала поясной трубы и т. п.

Обычно центр тяжести сварного шва не совпадает с осью приложения усилия. Рекомендуется проверять раздельно несущую способность

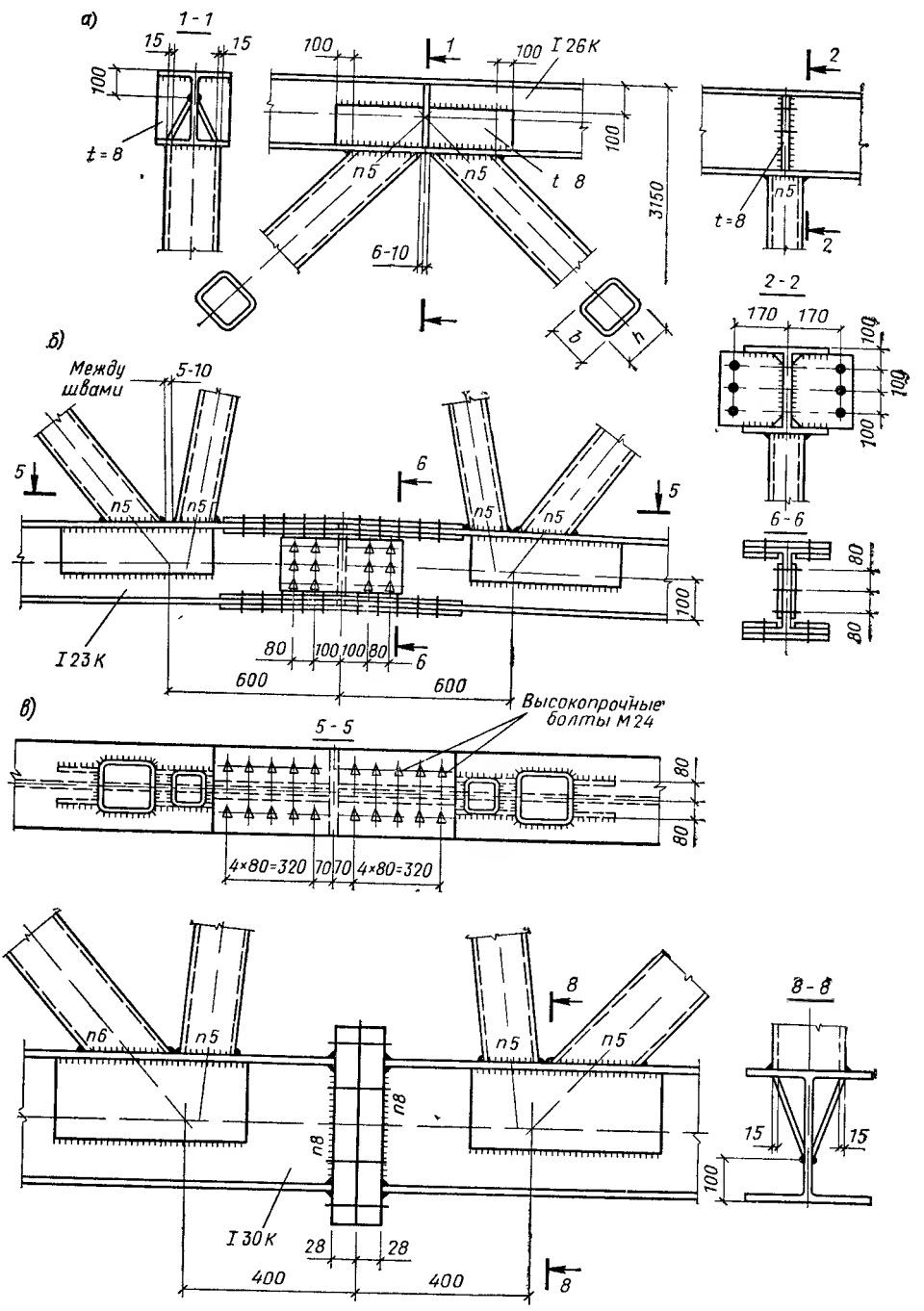


Рис. 9.23. Узлы ферм с поясами из широкополочных двутавров

а — типовой узел с примыканием раскосов; *б* — укрупнительный стык на болтах с накладками; *в* — то же, стык с фланцами

участков шва, лежащих по разные стороны от оси, принимая, что на каждый участок передается половина осевого усилия.

Форма сварного шва без снятия фаски получается переменной по длине линии соединения труб. При остром угле примыкания шов приближается к угловому, при тупом — к стыковому.

В результате снятия фаски с переменным углом ее наклона по длине реза торца трубы сварной шов на большей части своего протяжения может рассматриваться как стыковой.

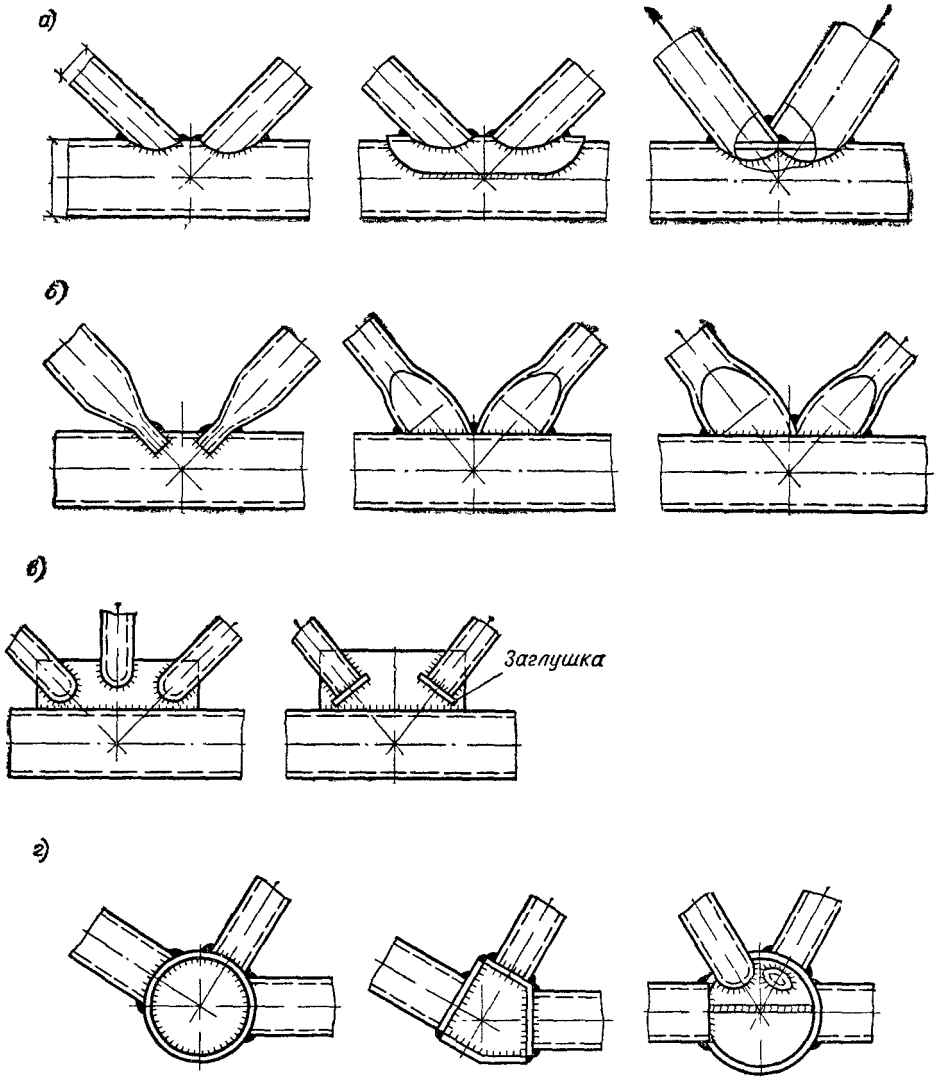


Рис. 9.24. Узлы трубчатых ферм

а — с непосредственным примыканием; *б* — со сплющиванием концов стержней, *в* — на фасонках; *г* — со вставками

Прочность шва, прикрепляющего трубчатый стержень решетки, без снятия фаски можно проверить на запас прочности по формуле

$$N/0{,}85 \cdot k_ш \, l_ш \leqslant \left(R_y^{св} \gamma_y^{св} \beta\right)_{min} \gamma, \qquad (9.27)$$

где $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление металла шва (табл. 5.1) или металла границы сплавления шва (прил. 4); 0,85 — коэффициент условий работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва; β — коэффициент глубины проплавления шва (табл. 5.4); $k_ш$ — толщина углового шва; $l_ш$ — длина шва, определяемая по формуле

$$l_ш = \pi d \xi / 2 \left[3/2\,(1 - \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha}\right].$$

Значения коэффициента ξ, зависящего от соотношения диаметров труб, приведены в табл. 9.3.

При недостаточной толщине пояса в месте узла его можно усилить накладкой (рис. 9.24, *а*). Накладки вырезают из трубы того же диамет-

Таблица 9.3. Значения коэффициента ξ

d/D	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
ζ	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

ра, что и пояс, или изгибают из листа толщиной не менее одной и не более двух толщин стенки поясной трубы.

Если в узлах трубчатые стержни решетки пересекаются между собой, растянутый раскос целесообразно приваривать к поясу по всему контуру сечения, а сжатый раскос или стойку частично прирезать и приваривать к растянутому (рис. 9.24, *а*).

Следует иметь в виду, что прирезка сжатого стержня усложняет обработку, а закрытая часть сварного шва (перекрываемая сжатым раскосом) недоступна для осмотра.

Можно избежать прирезки к раскосам сжатой стойки устройством специального столика.

При передаче на пояса ферм сосредоточенных нагрузок (от веса кровли, подвесного транспорта и т. п.) необходимо предусматривать детали для приложения этих нагрузок симметрично относительно осевой плоскости фермы вдоль боковых участков стенки поясной трубы.

Укрупнительное соединение стропильных ферм в коньковом узле рекомендуется выполнять с центрирующей прокладкой, расположенной между фланцевыми заглушками.

Если нет станков для фигурной обработки торцов труб, узлы трубчатых ферм могут выполняться со сплющиванием концов стержней решетки (см. рис. 9.24, *б*), а в исключительных случаях — на фасонках (см. рис. 9.24, *в*). Сплющивание концов допустимо лишь для труб из малоуглеродистой или другой пластичной стали.

Узлы в местах перелома оси пояса, а также при большом количестве сходящихся стержней могут в отдельных случаях выполняться с цилиндрическими или многоугольными узловыми вставками (см. рис. 9.24, *г*). При пространственном узле вставка делается шаровой.

Соединять трубы одинакового диаметра рационально встык на остающемся подкладном кольце (рис. 9.25, *а*).

Расчет такого соединения на растяжение и сжатие производят по формуле

$$N/\pi D_{\text{ср}}\, t \leqslant R^{\text{св}}\gamma, \tag{9.28}$$

где $D_{\text{ср}}$ — средний диаметр трубы с меньшей толщиной стенки; t — меньшая толщина стенки соединяемых труб

Стыковое соединение получается равнопрочным с основным металлом при расчетном сопротивлении наплавленного металла не ниже расчетного сопротивления материала труб для сталей, неразупрочняемых при сварке. При более низком расчетном сопротивлении наплавленного металла стыковое соединение на подкладном кольце можно выполнять косым швом (рис. 9.25, *б*).

Если невозможно обеспечить достаточную точность подгонки труб для сопряжения встык и равнопрочность сварного шва, стыковые соединения труб равных диаметров могут выполняться с помощью парных кольцевых накладок, гнутых из листа или вырезаемых из трубы того же или несколько большего диаметра (рис. 9.25, *в*). Фигурные вырезы накладок позволяют увеличить длину шва для получения соединения, равнопрочного с основным металлом. Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20 % больше толщины стыкуемых труб.

Длина сварного шва при накладках с фигурными вырезами приближенно определяется по формуле

$$l_{\text{ш}} \approx 2n\sqrt{a^2 + (\pi D/2n)^2}, \tag{9.29}$$

где a — размер лепестка (глубина фигурного выреза накладки вдоль оси трубы); n — число лепестков по периметру трубы.

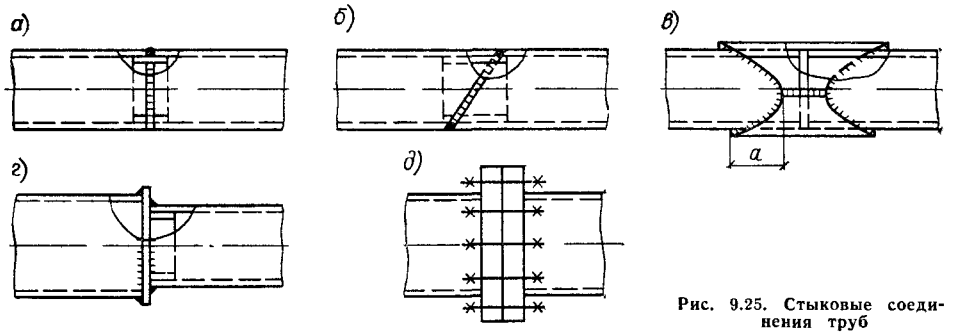


Рис. 9.25. Стыковые соединения труб

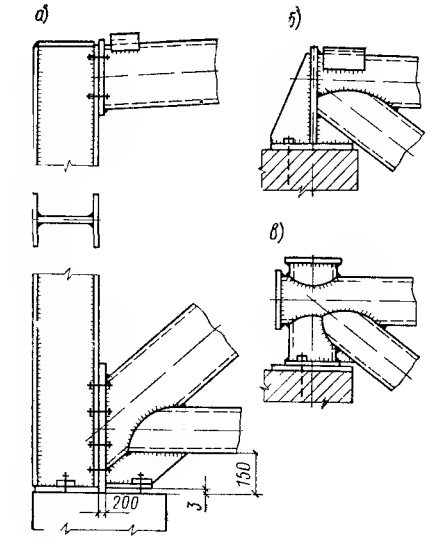


Рис. 9.26. Опорные узлы трубчатых ферм

Стыковые соединения труб разных диаметров, работающие на сжатие, а также соединения в местах перелома оси пояса могут выполняться с помощью торцевых прокладок (рис. 8.25, *г*). На монтаже часто применяются фланцевые соединения на болтах (рис. 9.25, *д*).

В опорных узлах трубчатых ферм, так же как и в фермах из уголков, необходимо конструировать жесткую опорную стойку для передачи давления на опору. Опорную стойку можно конструировать в виде ребер из листов (рис. 9.26, *а*, *б*) или из обрезка трубы (рис. 9.26, *в*). Опорная стойка заканчивается плитой, распределяющей давление от фермы на нижележащую конструкцию.

7. Фермы из гнутых профилей

Фермы из гнутосварных замкнутых профилей проектируют с бесфасоночными узлами и с беспрогонным опиранием кровли (рис. 9.27). Для упрощения конструкции узлов схемы ферм следует принимать с разреженной решеткой, при которой в узлах к поясам примыкает не более двух элементов решетки.

Для включения в расчет сжатого стержня его полного сечения необходимо для обеспечения устойчивости стенки выполнение условия

$$h/t \leqslant 1870/\sqrt{\sigma}, \qquad (9.30)$$

где h — высота стенки профиля, принимаемая равной расстоянию между краями закруглений, t — толщина стенки, σ — напряжение в стержне ($\sigma = N/A$).

Толщину стенок стержней ферм рекомендуется принимать не менее 3 мм. В одной ферме не должны применяться профили одинаковых размеров сечения, отличающиеся толщиной стенок менее чем на 2 мм.

Допускается учитывать повышение предела текучести материала за счет упрочнения зон изгиба профиля, за исключением проверки прочности сжатых и растянутых элементов решетки[1].

В целях обеспечения устойчивости стенки отношение ее высоты к толщине следует принимать для поясов не более 45, а для стержней решетки — не более 60.

---

[1] Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей ЦНИИПроектстальконструкция. — М.: Стройиздат, 1978.

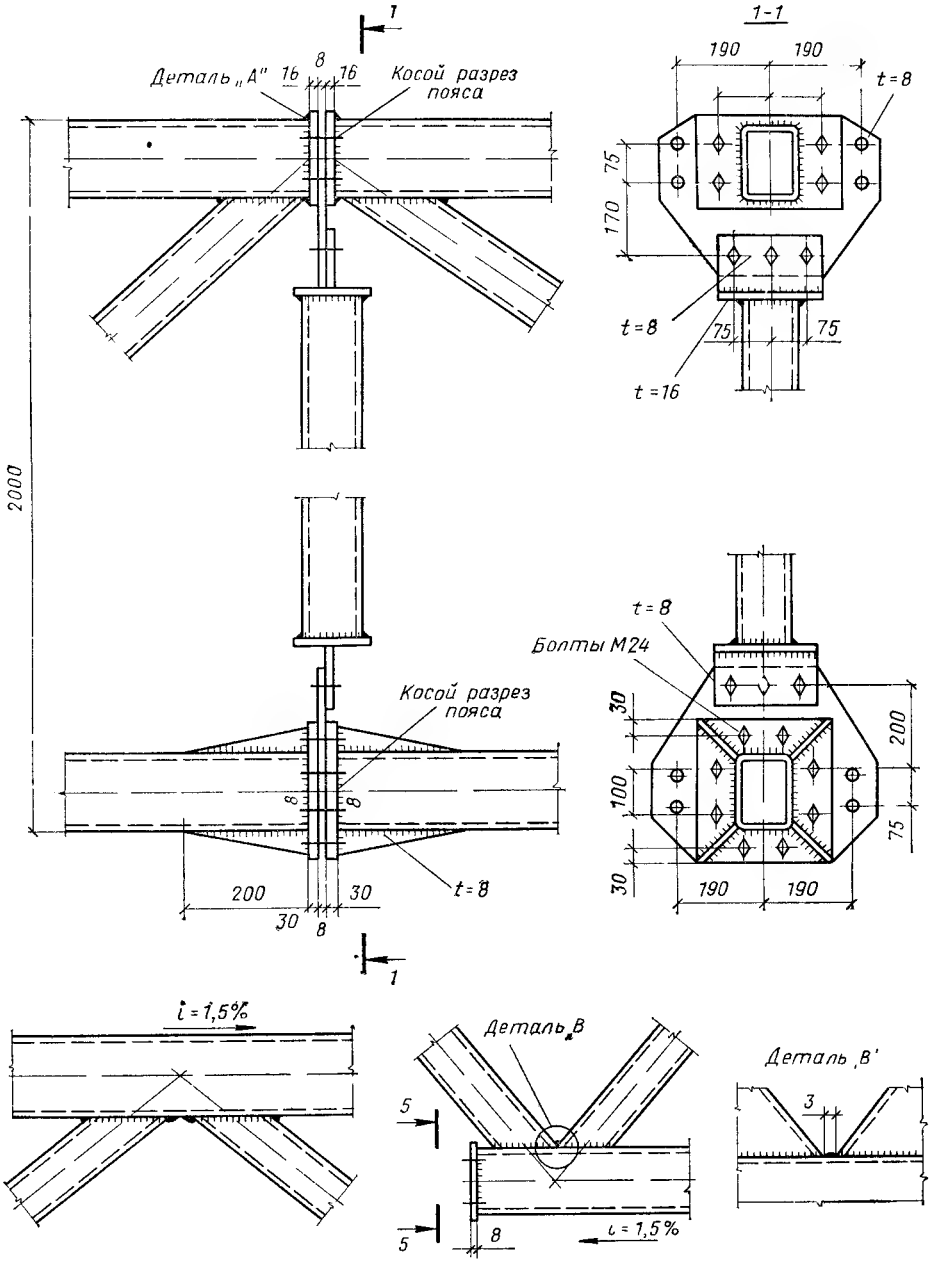


Рис. 9.27. Узлы ферм из замкнутых гнутосварных профилей

Ширину стержней решетки $b_р$ (из плоскости конструкции) следует принимать из условия наложения продольных сварных швов (рис. 9.28), возможно большей, но не более величины $B-3(t_п+t_р)$ и не менее 0,6 поперечного размера пояса B.

Для обеспечения плотности участков сварного шва со стороны острого угла углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30°. Во избежание двойной резки концов стержней следует избежать пересечения стержней решетки в узлах.

Для свободного размещения стержней решетки на уровне примыкания их к поясу иногда приходится смещать центровку стержней с геометрической оси пояса (рис. 9.28). Узловые эксцентриситеты величиной не более 0,25 высоты пояса не учитываются при расчете. При наличии эксцентриситета в узле более $0{,}25\,h_п$ узловой момент воспринимается поясом (рис. 9.28):

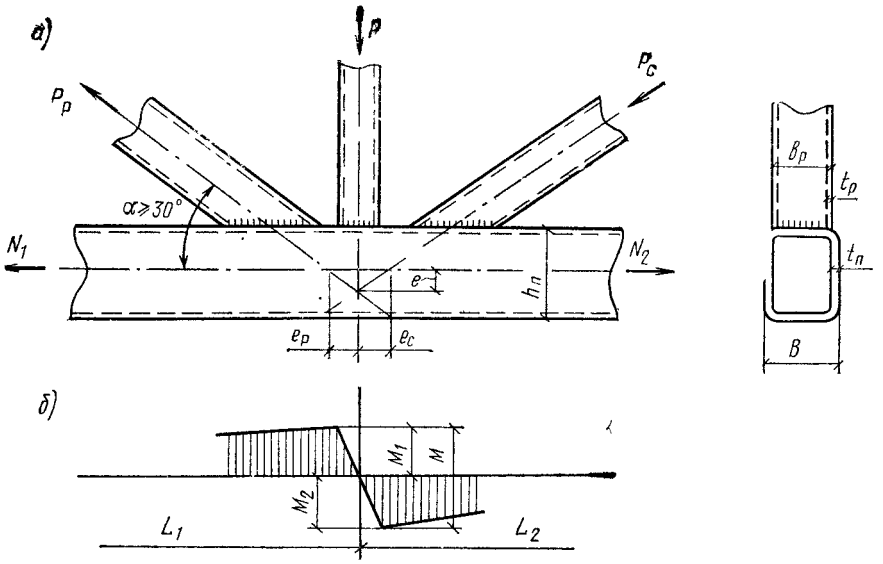


Рис. 9.28. Узел с расцентровкой осей стержней

Рис. 9.29. Узлы ферм с открытых гнутых профилей

$$M_1 = M\,\frac{L_1 - e_p}{L_1 + L_2}\,L_2/L_1; \quad (9.31) \qquad M_2 = M\,\frac{L_2 - e_c}{L_1 - L_2}\,L_1/L_2, \quad (9.32)$$

где L_1, L_2 — длина панелей, примыкающих к узлу.

В заводских условиях соединения стержней рекомендуется производить путем сварки встык на остающейся подкладке. Монтажные стыки рекомендуется выполнять фланцевыми на болтах.

Сварные швы, прикрепляющие стержни решетки к полкам поясов с полным проплавлением стенки профиля, рассчитываются как стыковые (см. гл. 5), при этом зазор a устанавливается равным 0,5÷0,7 толщины стенки примыкающего стержня.

Узлы ферм из открытых гнутых профилей во многих случаях также могут выполняться без фасонок.

При поясе фермы коробчатого сечения и раскосов из двух ветвей, соединенных планками, раскосы примыкают с двух сторон внахлестку к поясу и привариваются фланговыми швами (рис. 9.29, *а*). Если высота пояса недостаточна, то к нему в двух плоскостях стыковыми швами приваривают фасонки, к которым прикрепляют стержни решетки (рис. 9.29, *б*).

Опорные узлы должны иметь жесткую опорную стойку, состоящую из вертикальных ребер и горизонтальной опорной плиты, распределяющей давление фермы на опору (рис. 9.29, *в*). К опорной стойке стержни фермы могут прикрепляться стыковыми швами.

§ 9. ОФОРМЛЕНИЕ РАБОЧЕГО ЧЕРТЕЖА ЛЕГКИХ ФЕРМ (КМД)

На деталировочном (рабочем) чертеже показывают фасад отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если нужно, разрезы. Узлы вычерчивают на фасаде, причем для ясности чертежа узлы и сечения стержней вычерчивают в масштабе 1 : 10—1 : 15 на схеме осей фермы, вычерченной в масштабе 1 : 20—1 : 30.

В легких фермах отправочным элементом является или вся ферма целиком, или, если ферма в целом виде нетранспортабельна, часть ее (в фермах пролетом 24—36 м обычно половина фермы).

Основными размерами узла в сварных фермах являются расстояния от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решетки и до края фасонки (рис. 9.18). По этим расстояниям определяются требуемая длина стержней решетки, которая обычно назначается кратной 10 мм, и размеры фасонок.

На чертеже показываются размеры сварных швов и расположение отверстий для болтов.

На деталировочном чертеже размещаются спецификация деталей (по установленной форме) для каждого отправочного элемента и таблица заводских швов или болтов.

В примечаниях указываются особенности изготовления конструкции, не ясные из чертежа.

§ 10. УЗЛЫ ТЯЖЕЛЫХ ФЕРМ

1. Общие требования к конструированию узлов

В тяжелых фермах необходимо более строго выдерживать центрирование стержней в узлах по осям, проходящим через центры тяжести, так как даже при небольших эксцентриситетах большие усилия в стержнях вызывают значительные моменты, которые необходимо учитывать при расчете ферм.

В тяжелых фермах допускается эксцентриситет не более 1,5 % высоты сечения пояса. При изменении в месте стыков сечения пояса за ось пояса принимается осредненная линия центров тяжести. Монтажные стыки располагаются в узлах или около узлов, так как в тяжелых фермах стержни отправляются с завода отдельными элементами. Стыки поясов вне узлов конструктивно несколько проще и рекомендуются в случае эксплуатации ферм при температуре ниже —40 °С. Однако размещение стыков по оси узлов также часто применяется, особенно при болтовых соединениях. Это упрощает разбивку фермы на отправочные элементы и сокращает общее количество болтов.

Монтажные соединения в сварных фермах, особенно при работе ферм на динамические нагрузки, часто конструируются на высокопрочных болтах (рис. 9.30, *а*), что значительно упрощает монтажные работы и обеспечивает высокую надежность конструкции.

Слабая напряженность краев фасонок позволяет устраивать в них выкружки, которые снижают концентрацию напряжений в местах примыкания раскосов. Устройство выкружек особенно полезно в сварных узлах при работе конструкции на динамические воздействия.

Из-за наличия в центре узла повышенных напряжений полезно иметь утолщение пояса в пределах узла. Это утолщение получается в узлах на заклепках или болтах благодаря узловым фасонкам и накладкам (см. рис. 9.30); в сварных фермах рационально в пределах узла увеличивать толщину вертикалов пояса.

2. Узлы на болтах или заклепках

При Н-образном или швеллерном сечениях стержней, имеющих гладкую наружную поверхность, простыми и надежными являются узлы на фасонках, соединяющих с наружной стороны все подходящие к узлу стержни (рис. 9.30, *а*).

К фасонкам прикрепляют только вертикальные элементы стержней, через которые передаются и усилия с горизонтальных листов сечения. Такое прикрепление позволяет сверлить все отверстия по плоским кондукторам на многошпиндельных станках; монтажную клепку или закрепление болтов производят с наружной стороны узла на вертикальных плоскостях.

Жесткость узла при Н-образных сечениях обеспечивается соединительным листом, а при швеллерных сечениях стержней — постановкой концевых планок. Наиболее эффективно с точки зрения работы узла ставить планки у начала прикрепления стержня к фасонкам (рис. 9.30, *б*). К тому же такая постановка планок не загромождает внутреннюю полость узла. Чтобы сделать более доступной внутреннюю полость швеллерного сечения, целесообразно в центре узла полки швеллерных поясов ферм перекрывать уголками, поставленными с наружной стороны узла (рис. 9.30, *б*).

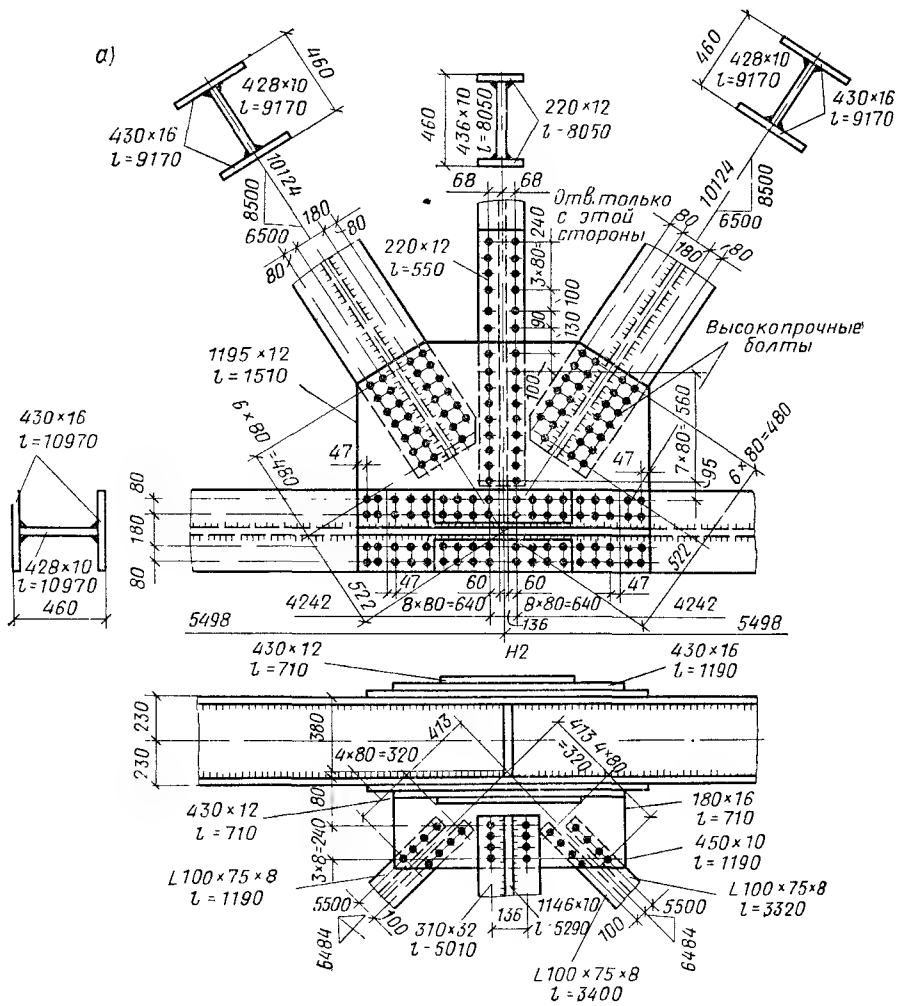


Рис. 9.30. Узел сварной тяжелой фермы на высокопрочных болтах

а — при Н-образном сечении стержней; *б* — при швеллерном сечении стержней

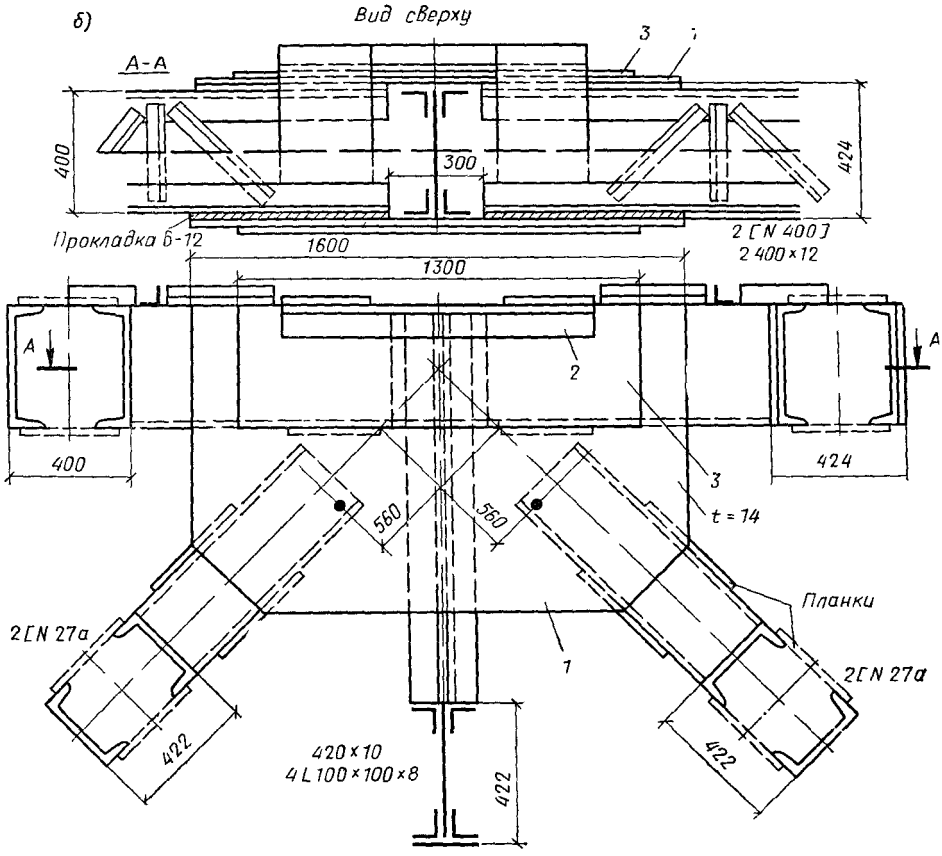
Фасонки при устройстве стыков пояса в центре узла служат стыковыми элементами; вместе с тем фасонки испытывают значительные напряжения при передаче усилий с раскосов на пояса. Чтобы облегчить работу фасонок, целесообразно в местах стыков поясов усиливать фасонки наружными планками (рис. 9.30, *а*).

Фасонки следует принимать достаточно толстыми, обычно не меньше толщины прикрепляемых элементов.

Болты в узлах тяжелых ферм следует размещать по унифицированным рискам на расстояниях, требуемых кондукторным и многошпиндельным сверлением. Унификация заключается в том, что разбивка отверстий во всех узлах подчиняется единой модульной сетке, нанесенной на концы стержней и фасонок. В более узких стержнях получается меньшее число продольных рисок, чем в широких, при больших усилиях увеличивается число поперечных рядов отверстий и т. д. При таком конструировании используется один тип кондуктора для всех узлов, что упрощает изготовление и упорядочивает проектирование.

3. Узлы ферм при монтажной сварке

Узлы тяжелых ферм при монтажной сварке и преимущественном действии на ферму статической нагрузки по своему конструктивному решению близки к узлам на болтах. К поясу с наружной стороны вертикалов приваривают фасонки, к которым внахлестку присоединяют стержни решетки (рис. 9.31, *а*). Усилия со стержней решетки на фасонку передают обваркой по контуру; надо стремиться, чтобы монтажные швы были с наружной стороны узла.



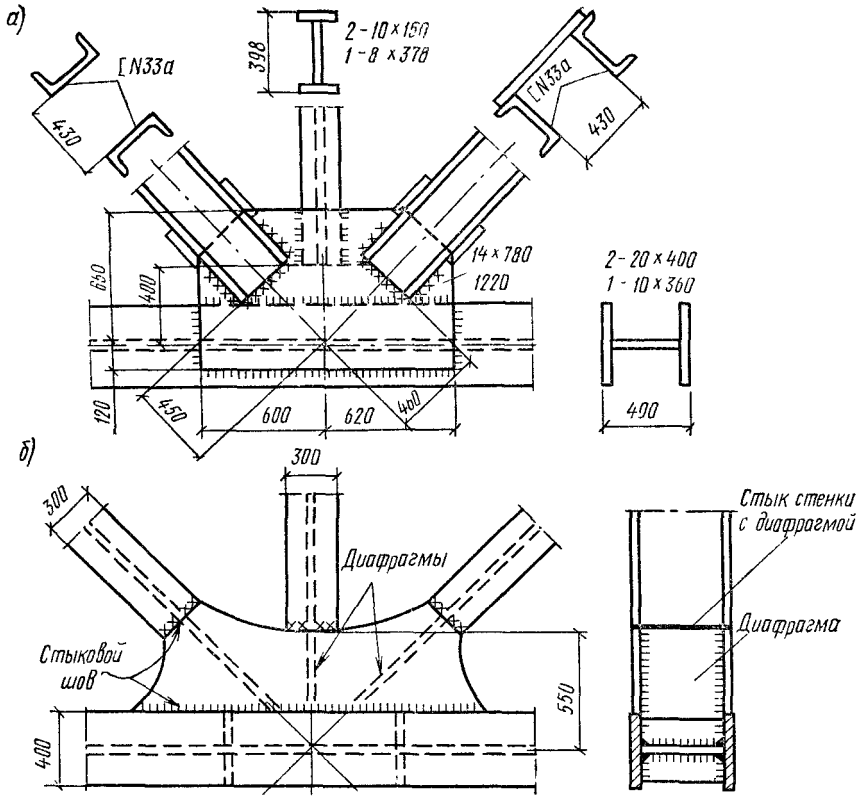


Рис. 9.31. Сварные узлы тяжелых ферм

а — при прикреплении стержней угловыми швами; *б* — то же, стыковыми швами

Усиление в узле вертикалов пояса фасонкой благоприятно с точки зрения напряженного состояния узла (рис. 9.31, *а*), однако при высоких вертикалах поясов обварка фасонки по контуру не обеспечивает ее достаточно слитной работы с поясом. Более конструктивна приварка фасонок к вертикалам поясов стыковыми швами (рис. 9.31, *б*). В этом случае целесообразно иметь в пределах узлов утолщенные вертикалы пояса (вставки). Приварить раскосы к фасонкам внахлестку угловыми швами проще, это позволяет иметь значительные допуски при изготовлении конструкции. Однако в этом случае появляются значительные концентрации напряжений, особенно нежелательные при динамических воздействиях на конструкцию.

Приварка стержней решетки к фасонкам стыковыми швами (рис. 9.31, *б*) с устройством выкружек на фасонках резко снижает концентрацию напряжений, но требует весьма точной работы при изготовлении и монтаже.

Монтажный стык поясов при сварных узлах с фасонками обычно выносят в панель.

4. Узлы тяжелых трубчатых ферм

Как и в легких фермах, самыми рациональными узлами трубчатых тяжелых ферм являются узлы с непосредственной приваркой по контуру стержней решетки к поясам (см. рис. 9.24, *а*). Однако такие сопряжения в условиях монтажа могут оказаться трудновыполнимыми. Наиболее просты в монтаже присоединения стержней решетки к поясам на болтах через фасонки. Фасонки вваривают в пояс, концы стержней ре-

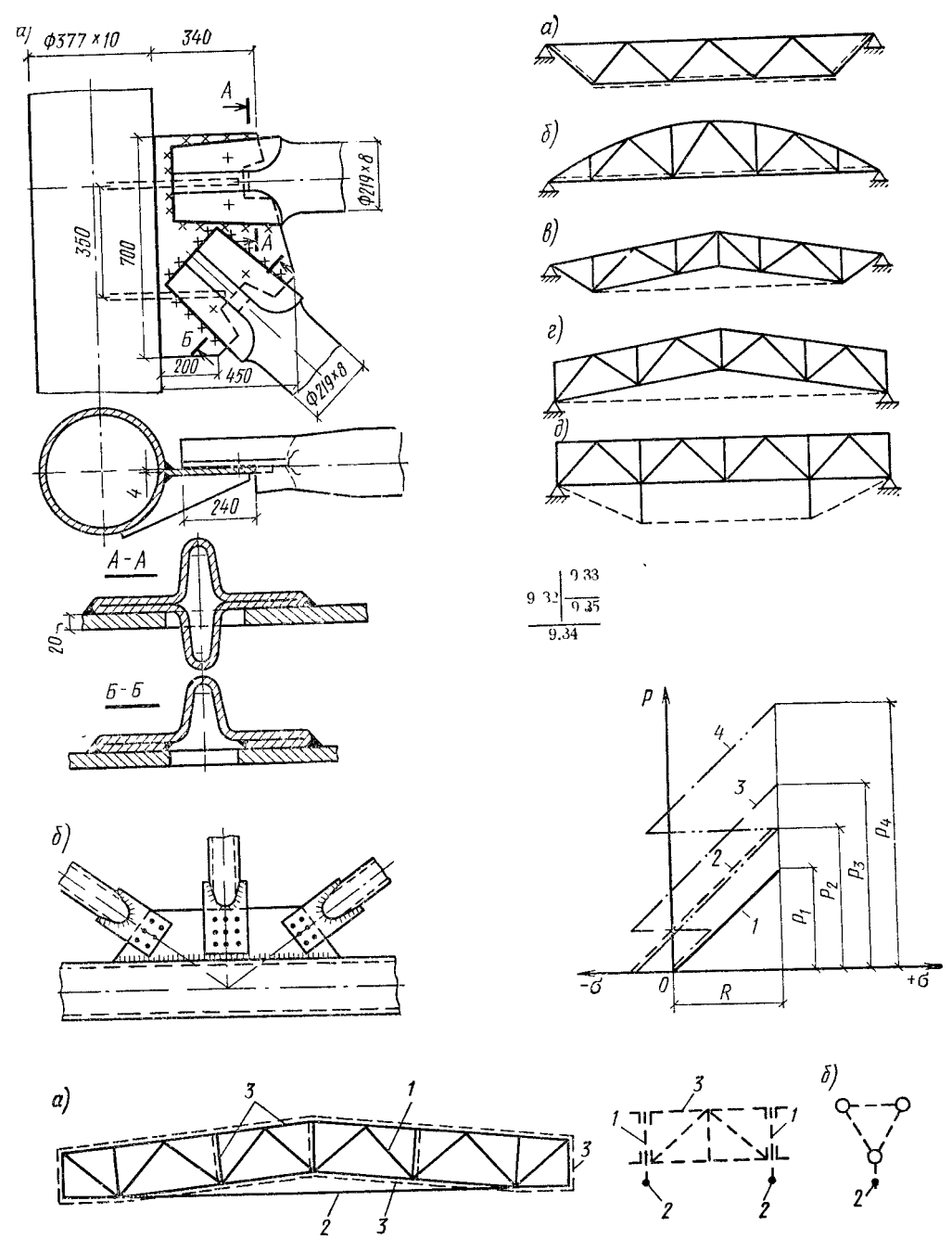


Рис. 9.32. Узлы тяжелых трубчатых ферм

Рис. 9.33. Размещение затяжек в предварительно напряженных фермах

Рис. 9.34. Компоновка пространственных блоков при выносных затяжках

Рис. 9.35. Работа стержня при различной последовательности предварительного напряжения и загружения фермы

1 — без предварительного напряжения; *2* — предварительное напряжение — нагрузка; *3* — нагрузка — предварительное напряжение — нагрузка, *4* — предварительное напряжение — нагрузка, предварительное напряжение — нагрузка

шетки «окуполиваются» и в них вваривают короткие пластины с отверстиями для болтов (рис. 9.32, *б*). Концы стержней можно заканчивать заглушками с приваренными к ним в торец планками для присоединения на болтах к фасонкам.

Монтажные сварные узлы делают с фигурной штамповкой концов стержней решетки и последующей обваркой их по контуру (рис. 9.32, *а*). Сложными в монтажном исполнении, но весьма рациональными с точки зрения работы могут оказаться цельносварные узлы на цилиндрических или многоугольных вставках (см. рис. 9.24, *г*). При пространственном расположении стержней фермы особенно рациональными являются узлы на шаровых вставках. Шаровые вставки изготовляют из листовой стали в виде сваренных полушарий.

§ 11. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ФЕРМЫ

1. Конструктивные решения и основы работы ферм

В фермах предварительное напряжение может осуществляться затяжками или в неразрезных фермах — смещением опор. Наиболее разработанным способом создания предварительного напряжения в фермах является натяжение их затяжками из высокопрочных материалов[1] (стальных канатов, пучков высокопрочной проволоки и т. п.). Затяжки следует размещать так, чтобы в результате их натяжения в наиболее нагруженных стержнях фермы возникли усилия, обратные по знаку усилиям от нагрузки.

Схема размещения затяжек определяет характер предварительного напряжения и работы фермы.

Можно размещать затяжки в пределах длины отдельных стержней, работающих под нагрузкой на растяжение, создавая в них предварительное напряжение сжатия (рис. 9.33, *а*). Этот способ может быть эффективен лишь для тяжелых ферм, у которых каждый стержень представляет собой отправочный элемент. Тогда предварительное напряжение стержней осуществляется на заводе.

В фермах, пояс которых (работающий на растяжение) имеет значительный вес, можно с помощью одной затяжки создать сжимающее предварительное напряжение во всех панелях пояса и тем самым значительно облегчить его.

Примером может служить сегментная ферма, у которой решетка имеет небольшие усилия, а в работу верхнего пояса могут быть включены конструкции покрытия (например, железобетонный или металлический настил) (рис. 9.33, *б*) .

В легких фермах наиболее эффективной является схема типа арки с затяжкой (рис. 9.33, *в*, *г*). При этой схеме натяжением затяжки создается предварительное напряжение во всех стержнях фермы, причем наиболее тяжелые элементы (верхний и нижний пояса) получают разгружающие усилия от натяжения затяжки.

Возможны выносные затяжки (рис. 9.33, *д*), разгружающее воздействие которых на стержни фермы может быть особенно значительным. Однако по условиям компоновки сооружения и его транспортировки, а также с учетом транспортабельных габаритов выносную затяжку не всегда можно применить.

При размещении вдоль нижнего пояса затяжка по длине соединяется диафрагмами с поясом и обеспечивает его устойчивость во время

---

[1] **Беленя Е. И.** Предварительно напряженные металлические конструкции Изд. 2 — М.: Госстройиздат, 1975, **Сперанский Б. А.** Решетчатые металлические предварительно напряженные конструкции. — М : Стройиздат, 1970.

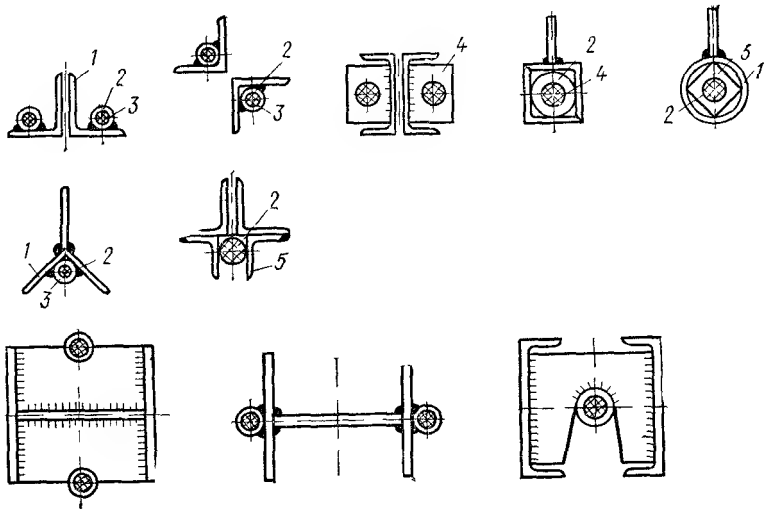


Рис. 9 36 Размещение затяжек по сечению стержней

1 — стержень; *2* — затяжка, *3* — диафрагма, *4* — отрезок трубы, *5* — обрезок уголка, *а* — в легких фермах, *б* — в тяжелых фермах

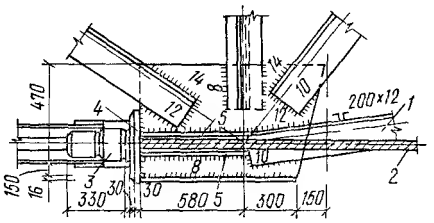
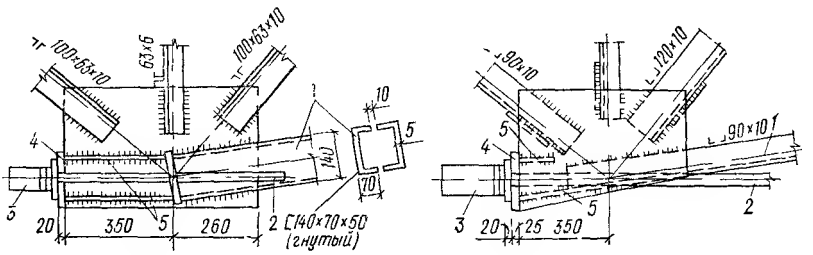


Рис. 9.37. Анкерные крепления затяжек
1 — стержень, *2* — затяжка; *3* — анкерный стакан, *4* — упорная плита; *5* — ребра



предварительного напряжения, когда нижний пояс получает сжимающие усилия (см. рис. 9.36).

В схеме «арка с затяжкой» при выносных затяжках также необходимо принять меры к обеспечению устойчивости нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. В этом случае следует производить натяжение затяжки в проектном положении, когда ферма раскреплена связями, или же производить на земле укрупнительную сборку монтажного блока из двух спаренных ферм, после чего производить натяжение и подъем (рис. 9.34, *а*). В пространственных системах ферм, например треугольного сечения, также можно производить натяжение внизу, так как нижний пояс закреплен от потери устойчивости (рис. 9.34, *б*).

Работа предварительно напряженной фермы может состоять из нескольких этапов в зависимости от способа и последовательности создания предварительного напряжения (рис. 9.35). Первый — простой способ предварительного напряжения фермы состоит из двух этапов. На первом — в ферме создается предварительное напряжение, на втором — нагружение фермы эксплуатационной нагрузкой. Второй более эффективный способ состоит из трех этапов предварительного напряжения фермы: первый этап — загружение частью постоянной нагрузки, вто-

рой — предварительное напряжение, третий — загружение фермы оставшейся частью постоянной и временной эксплуатационной нагрузками. Еще более эффективным способом является многоступенчатое предварительное напряжение: первый этап — создание предварительного напряжения, второй — загружение частью постоянной нагрузки, третий — повторное натяжение затяжки, четвертый — загружение оставшейся частью постоянной нагрузки, пятый — еще одно натяжение затяжки, шестой этап — загружение временной эксплуатационной нагрузкой.

При рационально выбранных схеме фермы и способе предварительного напряжения можно достичь экономии стали на 25—30 %.

Особенно рациональным оказывается предварительное напряжение в фермах из алюминиевых сплавов; введение стальной затяжки существенно повышает жесткость фермы и разгружает ее алюминиевые стержни.

Сечения стержней в предварительно напряженных фермах могут быть такими же, как и в обычных. При предварительном напряжении отдельных стержней затяжки должны размещаться симметрично относительно вертикальной оси стержня, по конструктивным соображениям они часто проектируются из двух ветвей (рис. 9.36).

Отличными от обычных узлов ферм являются узлы с устройством анкерных креплений затяжек (рис. 9.37). Тип анкерного крепления выбирают в зависимости от материала затяжки и величины усилия в ней. При затяжках из стальных канатов применяют стаканные анкеры с заливкой их легкоплавкими сплавами. Если затяжка выполняется из пучка высокопрочной проволоки или прядей арматуры, применяются анкеры в виде колодки с пробкой или гильзоклиновые.

2. Основы расчета

При предварительном напряжении отдельных стержней фермы в целом работают как обычные стержневые системы и рассчитываются по общим правилам. В предварительно напряженных растянутых стержнях часть усилия воспринимается затяжкой, а часть — самим стержнем.

Исходя из полного использования расчетных сопротивлений материалов стержня и затяжки можно рассчитать:

сечение стержня

$$A_{ст} = N \frac{R_з - m(\sigma_0 + R_{ст})}{(\sigma_0 + R_{ст})(R_з - mR_{ст})}; \qquad (9.33)$$

сечение затяжки

$$A_з = N \left[\frac{1}{R_з} - \frac{R_{ст} - mR_{ст}/R_з(\sigma_0 + R_{ст})}{(\sigma_0 + R_{ст})(R_з - mR_{ст}} \right], \qquad (9.34)$$

где N — расчетное усилие в стержне фермы, $R_{ст}$ и $R_з$ — расчетные сопротивления стержня и затяжки, σ_0 — величина предварительного напряжения стержня; $m = E_з/E_{ст}$ — отношение модуля упругости затяжки к модулю упругости стержня.

Величиной предварительного напряжения стержня можно в первом приближении задаться в пределах $\sigma_0 = (0{,}7—0{,}9)\ R_{ст}$.

Фермы с затяжками, создающими предварительное напряжение сразу в нескольких стержнях, рассчитывают на внешние нагрузки как статически неопределимые. За лишнее неизвестное удобно принимать усилие в затяжке. Если предварительное напряжение осуществляется до приложения нагрузки, то расчет ведется в такой последовательности.

Определяются усилия в стержнях в основной системе от нагрузки $N_р$ и от предварительного напряжения $N_{ст.з}$.

В первом приближении величину усилия предварительного напряжения затяжки можно принять: для ферм арочного типа $N_з = (0{,}4 \div 0{,}5)\ N_р^{max}$, для ферм с затяжкой вдоль нижнего пояса $N_з = (0{,}7 \div 0{,}8)\ N_р^{max}$ ($N_р^{max}$ — максимальное усилие в нижнем поясе, получаемое из основной системы от расчетной нагрузки).

Сечение стержней подбирают по тому из двух усилий, по которому получается большее сечение: 1) $N_{ст.з}$ в стадии предварительного напряжения; 2) $N_{ст.з}-0{,}9\,N_р$ или $N_{ст.з}+1{,}1\,N_р$ в стадии работы под нагрузкой. Сечение затяжки подбирается по усилию, равному 1,5 $N_з$. Коэффициенты 0,9; 1,1 и 1,5 приближенно учитывают влияние самонапряжения затяжки (дополнительное усилие в затяжке, возникающее от загружения фермы).

После предварительного подбора сечения стержней ферму рассчитывают на действие нагрузки как статически неопределимую систему.

Усилие самонапряжения в затяжке при однопролетной ферме с одной затяжкой определяется по формуле

$$N_{з.сн}=\sum\frac{\overline{N}_{стзi}\,N_{стpi}}{A_{стi}\,E_i}\,l_i\Bigg/\left[\sum\frac{\overline{N}^2_{стзi}}{E_{стi}\,A_{стi}}\,l_i+\frac{l_з}{E_з\,A_з}\right], \qquad (9.35)$$

где $\overline{N}_{стзi}$ и $N_{стpi}$ — усилия в i-м стержне соответственно от единичной силы в затяжке и от внешних сил; $l_з$ и $A_{ст.i}$ — длина и площадь сечения стержня; $l_з$ и $A_з$ — длина и площадь сечения затяжки; $E_{ст}$ и $E_з$ — модули упругости стержня и затяжки.

Контролируемое в процессе натяжения затяжки усилие $N_{з.к}$ принимается больше расчетного усилия $N_з$, учитывая возможность ослабления натяжения затяжки вследствие релаксации и обмятия в анкерных закреплениях:

$$N_{з.к}=\frac{N_з}{0{,}95}+\Delta a\,\frac{E_з\,A_з}{l_з},$$

где 0,95 — коэффициент, учитывающий релаксацию; Δa — величина податливости анкерных креплений, равная при применении гаек или клиновидных шайб 0,1 см, при применении анкеров с прокладками 0,2 см.

По контролируемому усилию проверяется несущая способность всех стержней фермы в процессе предварительного напряжения.

Окончательной является проверка несущей способности стержней на расчетные нагрузки.

Для стержней, у которых в основной системе усилия от расчетной нагрузки и от натяжения затяжки имеют разные знаки:

а) сжатые стержни

$$N_р-(n_2\,N_з+N_{зсн})\,\overline{N}_з\leqslant\varphi R_{ст}\,A_{ст}, \qquad (9.36)$$

б) растянутые стержни

$$N_р-(n_2\,N_з+N_{зсн})\,\overline{N}_з\leqslant R_{ст}\,A_{стn}. \qquad (9.37)$$

Для стержней, у которых в основной системе усилия от напряжения затяжки и от нагрузки имеют одинаковые знаки:

а) для сжатых стержней

$$N_р+(n_1\,N_з+N_{зсн})\,\overline{N}_з\leqslant\varphi R_{ст}\,A_{ст}; \qquad (9.38)$$

б) для растянутых стержней

$$N_р+(n_1\,N_з+N_{зсн})\,\overline{N}_з\leqslant R_{ст}\,A_{стn}. \qquad (9.39)$$

где $N_р$ — усилие в стержне от расчетной нагрузки в основной системе фермы; $\overline{N}_з$ — усилие в стержне от усилия в затяжке, равного единице; $n_2=0{,}9$ и $n_1=1{,}1$ — коэффициенты перегрузки; φ — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии; $R_{ст}$ и $R_з$ — расчетные сопротивления стержня и затяжки.

Для отдельных стержней, у которых в основной системе усилие от нагрузки меньше, чем усилие от натяжения затяжки (предварительное напряжение плюс самонапряжение), может оказаться необходимой проверка несущей способности на действие не расчетных, а нормативных нагрузок.

Прочность затяжки проверяется по формуле

$$n_1\,N_з+N_{зсн}\leqslant R_з\,A_з. \qquad (9.40)$$

При определении коэффициента φ расчетная длина стержней, не связанных с затяжкой, принимается по обычным правилам. При размещении затяжки вдоль стержня расчетная длина стержня теоретически равна расстоянию между соседними точками соединения затяжки со стержнем (расстояние между диафрагмами). Однако, учитывая, что затяжка не всегда плотно примыкает к диафрагмам, целесообразно свободную длину принимать равной расстоянию между диафрагмами, умноженному на коэффициент 1,2.

Если проверка несущей способности стержней по формулам (9.36) — (9.40) даст излишние запасы или перенапряжения, необходимо внести соответствующие коррективы в сечения стержней или величину предварительного напряжения и произвести новую проверку.

Раздел второй. КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Глава 10. ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КАРКАСОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ И ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ИХ КОНСТРУКЦИЯМ

Современные производства размещаются в многоэтажных и одноэтажных зданиях, схемы и конструкции которых достаточно многообразны.

По числу пролетов одноэтажные здания подразделяются на однопролетные и многопролетные (с пролетами одинаковой и разной высоты). В настоящее время строится больше многопролетных (с числом пролетов два и более) зданий.

Ограждающие конструкции, защищающие помещение от влияния внешней среды, пути внутрицехового транспорта, различные площадки, лестницы, трубопроводы и другое технологическое оборудование крепятся к каркасу здания.

Каркас, т. е. комплекс несущих конструкций, воспринимающий и передающий на фундаменты нагрузки от веса ограждающих конструкций, технологического оборудования, атмосферные нагрузки и воздействия, нагрузки от внутрицехового транспорта (мостовые, подвесные, консольные краны), температурные технологические воздействия и т. п., может выполняться из железобетона, смешанным (т. е. часть конструкций — железобетонные, часть — стальные) и стальным. Выбор материала каркаса является важной технико-экономической задачей.

Пример конструктивной схемы стального каркаса двухпролетного производственного здания показан на рис. 10.1.

По виду внутрицехового транспорта здания подразделяются на бескрановые, с мостовыми кранами, с подвесными кранами, с подвесными конвейерами. Выбор вида транспорта определяется массой грузов, траекториями их перемещения. При стабильных, многократно повторяющихся траекториях наиболее удобны наземные и подвесные конвейеры, и значительное число современных зданий оборудуется именно таким транспортом. Для перемещения грузов с большой массой по разнообразным траекториям оказываются более целесообразными мостовые и подвесные краны, с помощью которых груз может быть доставлен в любую точку цеха. Такие же перемещения могут обеспечивать козловые и полукозловые краны, но их использование требует исключения части площади цеха из технологического процесса в целях безопасной эксплуатации.

Многие современные производственные здания характеризуются большими пролетами, большой высотой помещений, большими нагрузками от мостовых кранов.

Например, конверторный цех (с тремя конверторами объемом 400 м^3) занимает площадь около 3 га и представляет собой многопролетное многоэтажное здание с пролетами шириной 15—30 м и высотой до 80 м. Здание оборудовано мостовыми кранами грузоподъемностью до 450 т. В машиностроительной промышленности есть здания высотой 40—60 м и мостовыми кранами грузоподъемностью до 1200 т.

Конструкция здания должна полностью удовлетворять назначению сооружения, быть надежной, долговечной и наиболее экономичной.

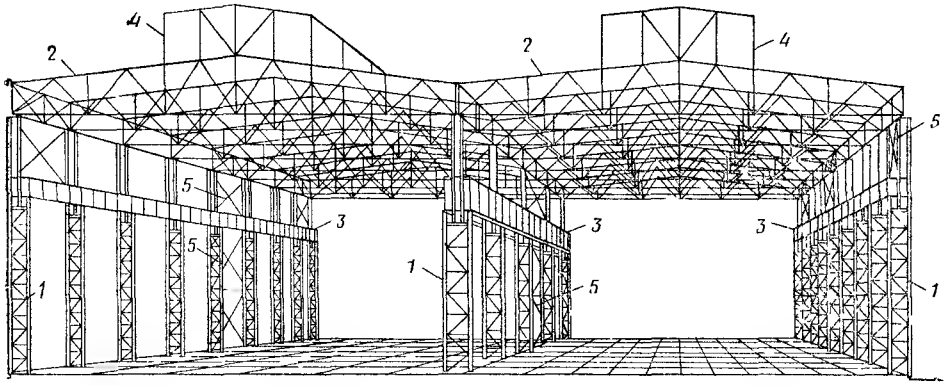


Рис. 10.1. Конструктивная схема каркаса двухпролетного производственного здания

1 — колонны, *2* — стропильные фермы, *3* — подкрановые балки, *4* — светоаэрационные фонари, *5* — связи между колоннами

1. Эксплуатационные требования, требования надежности и долговечности

В промышленных зданиях по сравнению с другими наиболее существенно влияние технологии производства на конструктивную схему каркаса, и поэтому часто конструктивная форма полностью определяется габаритами и расположением оборудования, внутрицеховым транспортом, путями перемещения деталей и готовой продукции. Технологии производства различной продукции весьма разнообразны, а эксплуатационные требования почти всегда конкретны, специфичны именно для данного производства. Однако некоторые требования являются общими для всех производств:

удобство обслуживания и ремонта производственного оборудования, что требует соответствующего расположения колонн, подкрановых путей, связей и других элементов каркаса;

нормальная эксплуатация кранового оборудования и других подъемных механизмов, включая доступность его осмотра и ремонта;

необходимые условия аэрации и освещения зданий;

долговечность конструкций, которая зависит в основном от степени агрессивности внутрицеховой среды;

относительная безопасность при пожарах и взрывах.

Чрезвычайно большое влияние на работу каркаса здания оказывают краны. Являясь динамическими, многократно повторяющимися и большими по величине, крановые воздействия часто приводят к раннему износу и повреждению конструкций каркаса, особенно подкрановых балок. Поэтому при проектировании каркаса здания необходимо особо учитывать режим работы мостовых кранов, который зависит от назначения здания и производственного процесса в нем.

Мостовые краны могут быть с ручным приводом (при малой грузоподъемности) и электрические. Режим работы кранов с электрическим приводом определяется интенсивностью их работы, которая численно оценивается коэффициентами использования по грузоподъемности (отношение средней массы груза за смену к грузоподъемности), годовым (отношение числа дней работы за год к 360) и суточным (отношение числа часов работы в сутки к 24), относительной продолжительностью включения двигателя крана (отношение времени работы механизма в течение цикла к продолжительности цикла), количеством включений механизма в час Учитываются и некоторые специфические условия эксплуатации (например, взрывоопасность помещений, повышенные температуры и т. п.).

Краны с электрическим приводом могут работать в четырех режимах (независимо от грузоподъемности):

легком (Л) — работают с большими перерывами, редко поднимая грузы, масса которых близка к грузоподъемности. Это обычно краны, не связанные с технологией производства, а предназначенные для кратковременных монтажных и ремонтных работ;

среднем (С) — обеспечивают технологический процесс в механических и сборочных цехах со среднесерийным производством;

тяжелом (Т) — работают в цехах с крупносерийной продукцией (механосборочные, кузнечно-прессовые и т. п.), а также в некоторых цехах металлургического производства;

весьма тяжелом (ВТ) — все численные характеристики режима работы близки к единице. Это обычно краны цехов металлургического производства, в том числе и краны с жестким подвесом груза (например, клещевые краны зданий нагревательных колодцев прокатных цехов).

Краны легкого, среднего, тяжелого режимов работы имеют гибкий подвес груза.

Режим работы кранов и тип подвеса груза учитываются при проектировании каркасов. Например, при кранах весьма тяжелого режима работы должны быть обеспечены большая продольная и поперечная жесткость каркаса, большая надежность и выносливость подкрановых балок.

В связи с этим перед началом проектирования каркаса должны быть получены исчерпывающие данные о транспортном оборудовании и подсчитано число циклов нагружения конструкций за нормативный срок их эксплуатации (цикл нагружения — изменение напряжения от нуля через максимум до нуля). За количество циклов для подкрановых конструкций можно принимать число подъемов груза за срок службы.

На работу и долговечность строительных конструкций здания большое влияние оказывает внутрицеховая среда. Степень агрессивного воздействия внутрицеховой среды на стальные конструкции определяется скоростью коррозионного поражения незащищенной поверхности металла, мм/год. В зависимости от концентрации агрессивных газов и относительной влажности установлены четыре степени агрессивности среды для стальных конструкций: неагрессивная (скорость коррозии незащищенного металла до 0,01 мм/год), слабая (до 0,05 мм/год), средняя (до 0,1 мм/год) и сильная (свыше 0,1 мм/год).

При проектировании зданий с сильной степенью агрессивности среды особое внимание обращается на выбор марки стали, достаточно стойкой против коррозии при определенном составе агрессивной среды, конструктивную форму элементов каркаса, эффективные защитные покрытия.

В некоторых зданиях стальные конструкции подвергаются высоким тепловым воздействиям (нагрев до температуры 150 °С и выше), случайным воздействиям расплавленного металла или огня. При нагреве стальных конструкций до температуры свыше 100—150 °С разрушается их защитное лакокрасочное покрытие, при нагреве свыше 200—300 °С происходят искривление и коробление элементов (особенно при неравномерном нагреве), а при нагреве свыше 400—500 °С происходит падение прочностных свойств стали. При проектировании металлических конструкций таких зданий нужно предусматривать специальную защиту конструкций от чрезмерного нагрева. При длительном воздействии лучистой или конвекционной теплоты или при кратковременном непосредственном воздействии огня применяют подвесные металлические экраны, футеровки из кирпича или жаропрочного бетона; от брызг расплавленного металла и при опасности его прорыва конструкции защищают облицовками из огнеупорного кирпича или жароупорного бетона.

При проектировании зданий, эксплуатируемых в условиях низких температур (климатический пояс с расчетными температурами от минус 40 до минус 65 °С), учитывая возможность хрупкого разрушения стали, выбирают соответствующие марки стали, проверяют конструкции

на хрупкое разрушение, предусматривают дополнительные связи, сокращают размеры температурных отсеков, а также предусматривают мероприятия, уменьшающие концентрацию напряжений.

При проектировании каркасов зданий со взрывоопасным производством предусматривается возможность «сбрасывания» части конструкций при взрыве без полного разрушения каркаса.

В пожароопасных помещениях при проектировании каркаса учитывается, что сталь при пожаре почти полностью теряет прочность. В таких зданиях несущие конструкции отодвигаются от возможных очагов пожара и защищаются от воздействия огня.

Требования достаточной надежности (прочности, устойчивости, выносливости, малой деформативности) для каркасов производственных зданий имеют некоторые особенности. Это требования повышенной жесткости каркасов зданий с кранами весьма тяжелого режима работы, введение различных коэффициентов условий работы в зависимости от условий эксплуатации конструкций, их элементов и соединений, необходимость расчета некоторых конструкций на выносливость и т. д.

По степени ответственности большинство производственных зданий относится ко второму классу, и при расчете их конструкций вводится коэффициент надежности по назначению $\gamma_н = 0{,}95$. Исключениями являются главные здания ТЭЦ и АЭС, относящиеся к первому классу, и складские помещения без процессов сортировки, относящиеся к третьему классу.

2. Экономические факторы

К экономическим факторам относятся прежде всего затраты, связанные с возведением сооружения, включающие стоимость материалов, изготовления, перевозки и монтажа конструкций. Необходимо учитывать эффект, получаемый от сокращения времени строительства и более раннего начала производства продукции, а также расходы, связанные с поддержанием сооружения в состоянии, обеспечивающем условия его нормальной эксплуатации в течение всего срока службы.

Эти факторы очень сложны и часто противоречат один другому (например, расход стали и трудоемкость изготовления конструкций; затраты на возведение сооружения и расходы на поддержание конструкций в необходимом состоянии и т. д.). При проектировании конструкций здания все это должно учитываться, и необходимо найти оптимальное технико-экономическое решение, наилучшим образом удовлетворяющее всем условиям.

На изготовление каркасов расходуется более 50 % всей стали, используемой для стальных строительных конструкций. Значительную часть стоимости конструкций составляет стоимость стали. Поэтому для обеспечения экономичности требуется найти такие конструктивные формы, которые обеспечивают наименьшую массу каркаса. Эти вопросы решаются при компоновке каркаса, проектировании отдельных элементов и их соединений. Основными направлениями решения этих задач можно считать использование сталей повышенной прочности, эффективных видов проката, применение принципа концентрации материала, использование предварительного напряжения.

Трудоемкость и стоимость изготовления любой промышленной продукции зависит в основном от однотипности, серийности изделий. Поэтому задача снижения трудоемкости и стоимости изготовления конструкций требует возможно большего сокращения типоразмеров конструкций, т. е. унификации их. Уменьшение количества типоразмеров конструкций ускоряет монтажные работы и снижает их стоимость. Оптимальное решение, учитывающее одновременно стоимость металла, изготовления и монтажа, дает типизация конструкций, которая должна рассматриваться как основное направление современного проектирования. Под типизацией подразумевается комплекс правил и требований,

которым должна быть подчинена конструктивная форма однородных конструкций для того, чтобы она в целом наиболее полно отвечала признакам оптимальности: была бы наиболее экономичной по затратам металла, наименее трудоемкой в изготовлении и удобной в монтаже.

Типизация конструкций относится как к конструктивным схемам здания в целом, так и к их отдельным элементам. Первоначальный процесс типизации конструктивных элементов определяется сведением к обоснованному минимуму размеров основных параметров здания (пролетов, шагов колонн, высот). Это достигается унификацией габаритных схем зданий. Затем разрабатываются схемы типовых конструктивных элементов (колонн, стропильных и подстропильных ферм, подкрановых балок, связей, вспомогательных конструкций). Конечным этапом типизации является разработка рабочих чертежей сортамента типовых конструктивных элементов, из которых собирают каркас здания.

Основной предпосылкой типизации является принцип модульности, т. е. соизмеримости размеров элементов, кратности их определенной величине, называемой модулем.

Требования в отношении типизации конструкций согласуются с требованием сокращения сроков строительства, поскольку применение типовых конструкций и элементов обеспечивает:

уменьшение числа монтажных элементов;

снижение до минимума объема укрупнительной сборки на строительной площадке благодаря укрупнению отправочных элементов;

транспортабельность элементов конструкции;

упрощение монтажных сопряжений элементов;

необходимую жесткость элементов при транспортировании и монтаже;

сокращение времени проектирования.

Унификация объемно-планировочных и конструктивных решений позволяет резко сократить число типоразмеров конструктивных элементов каркасов зданий и открывает возможность разработки типовых конструкций для многократного применения.

В настоящее время для производственных зданий общего назначения разработаны чертежи типовых колонн, ферм, подкрановых балок, фонарей, вспомогательных конструкций.

Снижение стоимости монтажа конструкций каркаса достигается использованием конвейерной сборки, при которой отдельные элементы каркаса на специальной площадке собираются в жесткие пространственные блоки, целиком устанавливаемые в проектное положение. Блочный метод монтажа наиболее целесообразен для зданий большой площади, и при проектировании каркасов таких зданий должна быть учтена возможность его использования. Это требует некоторых изменений в конструкциях по сравнению с конструкциями каркаса при поэлементном монтаже.

§ 2. СОСТАВ КАРКАСА И ЕГО КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ

Каркасы производственных зданий в большинстве случаев проектируются так, что несущая способность (включая жесткость) поперек здания обеспечивается поперечными рамами, а вдоль — продольными элементами каркаса, кровельными и стеновыми панелями.

Поперечные рамы (см. рис. 10.1) каркаса состоят из колонн (стоек рамы) и ригелей (в виде ферм или сплошностенчатых сечений).

Продольные элементы каркаса — это подкрановые конструкции, подстропильные фермы, связи между колоннами и фермами, кровельные прогоны (или ребра стальных кровельных панелей).

Кроме перечисленных элементов в составе каркаса обязательно имеются конструкции торцевого фахверка (а иногда и продольного), площадок, лестниц и других элементов здания.

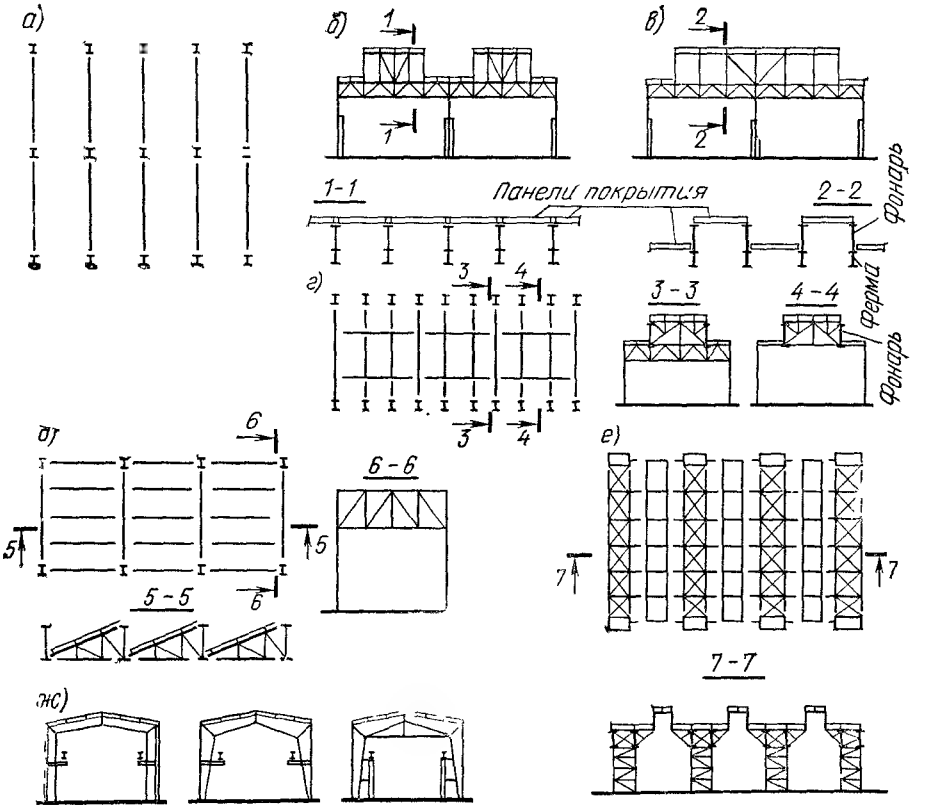


Рис. 10.2. Конструктивные схемы каркасов

Конструктивные схемы каркасов достаточно многообразны. В каркасах с одинаковыми шагами колонн по всем рядам наиболее простая конструктивная схема — это поперечные рамы, на которые опираются подкрановые конструкции, а также панели покрытия или прогоны (рис. 10.2, *а*, *б*). Такое конструктивное решение обеспечивает выполнение эксплуатационных требований в большинстве машиностроительных цехов, в которых оборудование удобно размещается при относительно небольших шагах колонн по внутренним рядам (6—12 м). Технологии производств, размещенных во многих цехах металлургического производства (прокатные цехи, цехи раздевания слитков и т. д.), также позволяют использовать эту схему. Такая схема удобна для бесфонарных зданий и для зданий с продольными фонарями.

При необходимости освещения с помощью поперечных фонарей их конструкции также могут быть использованы для опирания панелей покрытия (рис. 10.2, *а*, *в*). При необходимости больших шагов колонн по всем рядам можно использовать схему с продольным фонарем, несущим часть нагрузки от покрытия (рис. 10.2, *г*). На конструкции фонаря опираются прогоны, расположенные параллельно фермам. Для опирания другого конца прогонов между колоннами устраивается подстропильная ферма. В случаях повышенных требований по освещенности помещений иногда используются каркасы с шедовым покрытием (рис. 10.2, *д*), в которых на ригели рам опираются конструкции поперечных фонарей, а на них — прогоны или панели покрытия.

При больших пролетах и шагах колонн эффективно применяются каркасы с пространственным ригелем (рис. 10.2, *е*). Ригель рамы выполняется в виде коробчатого сквозного сечения с консолями, на которые опираются конструкции фонаря.

При относительно небольших пролетах используются сплошные рамные каркасы (рис. 10.2, *ж*) для одно- и многопролетных зданий с про-

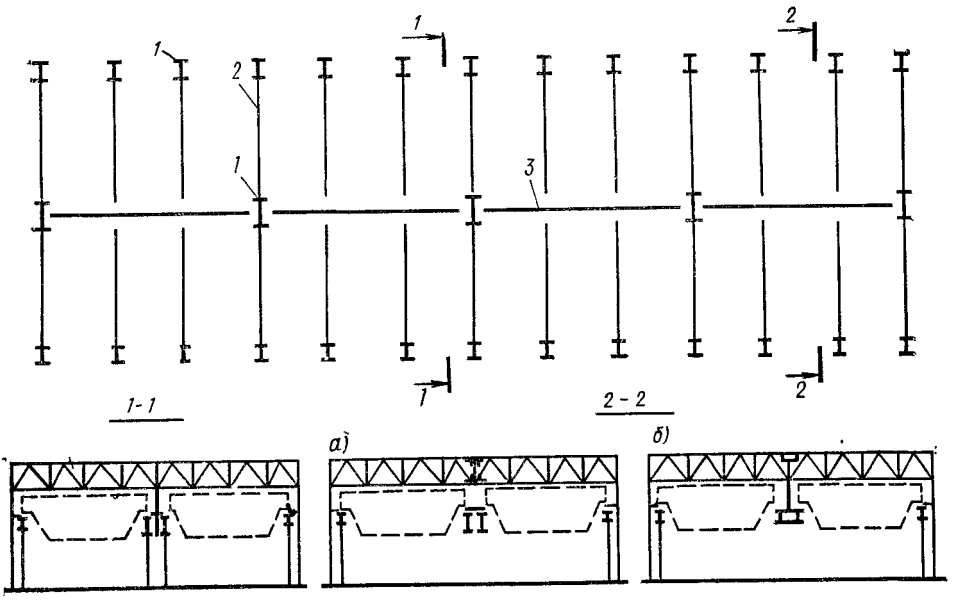


Рис. 10.3. Конструктивные схемы каркасов при большом шаге колонн средних рядов
1 — колонна; *2* — стропильная ферма; *3* — подстропильная ферма

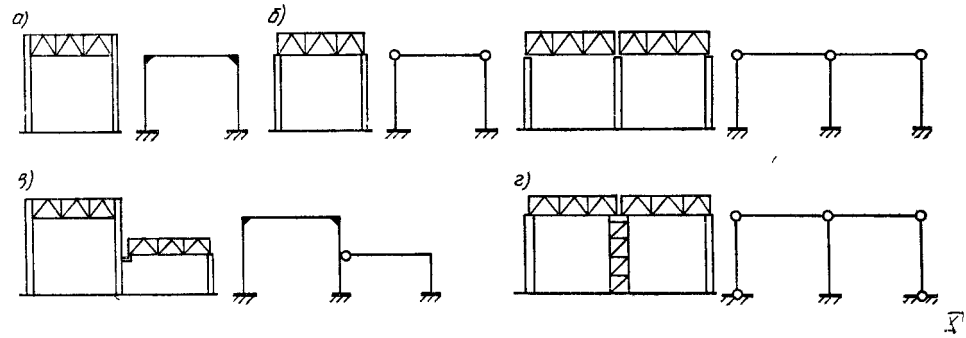


Рис. 10.4. Виды сопряжения ригеля с колонной и расчетные схемы поперечных рам

летами 12—24 м, высотой помещения 5—8 м без мостовых кранов и с кранами грузоподъемностью до 20 т, с фонарями и без. Эти каркасы выполняются в виде бесшарнирных систем, трехшарнирных, трехшарнирных с затяжкой. Мостовые краны опираются на консоли или устанавливаются на легкие крановые эстакады. Каркасы очень удобны в изготовлении, транспортировке, монтаже. Сечения рам составные из швеллеров и листовой стали или из гнутосварных профилей. Производство таких каркасов поставлено на поток, и в связи с этим они весьма экономичны. Использование таких схем при изготовлении малыми сериями экономически не оправдано, так как они всегда несколько тяжелее, чем сквозные системы.

В цехах, где по средним рядам шаг колонн должен быть больше, чем по крайнему ряду, устанавливаются подстропильные фермы, на которые опираются ригели рам (см. рис. 10.3, *а*, разрез *2—2*). При кранах большой грузоподъемности и с большим расстоянием между колоннами часто оказывается целесообразным совместить функции подстропильных ферм и подкрановых конструкций и предусмотреть по среднему ряду подкраново-подстропильную ферму (см. рис. 10.3, *б*, разрез *2—2*), на верхний пояс которой опирается кровля, а на нижний — краны.

Конструктивные схемы каркасов различаются видом сопряжений (жесткое, шарнирное) ригеля с колонной. При жестком сопряжении

(рис. 10.4, *а*) конструкция узла крепления фермы к колонне обеспечивает передачу моментов и в расчетной схеме принимается жесткий узел. При жестком сопряжении горизонтальные перемещения рам меньше, чем при таких же воздействиях на раму с шарнирным сопряжением.

Большая жесткость необходима в цехах с мостовыми кранами, работающими весьма интенсивно. В этих цехах горизонтальные перемещения колонн могут препятствовать нормальной эксплуатации мостовых кранов. Однако жесткое сопряжение препятствует типизации ферм, на которые в этом случае передаются значительные опорные моменты, разные для рам с разными параметрами. Поэтому жесткое сопряжение можно рекомендовать главным образом для однопролетных каркасов большой высоты при кранах ВТ и Т режимов работы с числом циклов загружения крановой нагрузкой 2×10^6 и более. В остальных однопролетных каркасах более целесообразно шарнирное сопряжение (рис. 10.4, *б*).

В многопролетных цехах горизонтальные нагрузки на одну раму воспринимаются несколькими (а не двумя, как в однопролетных) колоннами, и поэтому даже в цехах большой высоты часто оказывается возможным использовать шарнирное сопряжение.

В многопролетных цехах с пролетами разной высоты возможны решения, при которых часть узлов проектируется жесткими, а часть — шарнирными (рис. 10.4, *в*).

Опирание колонн на фундаменты в плоскости рам обычно конструируется жесткими (см. рис. 10.2, 10.3, 10.4, *а—в*), но возможно решение, при котором только часть колонн сопрягается с фундаментом жестко, а часть — шарнирно (рис. 10.4, *г*). Такое решение часто оказывается экономически выгодным при больших тепловыделениях во время эксплуатации здания.

Подкрановые конструкции в большинстве случаев опираются на колонны каркаса, но возможны и конструктивные решения, при которых внутри цеха проектируется специальная крановая эстакада, состоящая из колонн, связей между ними, подкрановых и тормозных балок. Эстакада на вертикальные нагрузки работает раздельно с каркасом, и такое решение может оказаться целесообразным тогда, когда ожидается (после некоторого срока эксплуатации) увеличение грузоподъемности мостовых кранов.

Каркасы промышленных зданий изредка проектируются в виде висячих конструкций, складок, оболочек, структур.

§ 3. ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ КАРКАСОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Цель оптимизации конструкций — получение наибольшего экономического эффекта при полном удовлетворении технологических требований к зданию и обеспечении достаточной его надежности. Критерии оптимальности разнообразны (см. гл. 28).

Наиболее эффективный путь оптимизации каркасов зданий — это выбор рациональной конструктивной схемы, возможной для проектируемого объекта.

Конструктивные решения многообразны, но существуют некоторые общие принципы проектирования экономичных каркасов:

концентрация материала. В большинстве случаев выгодно сосредоточить массу в некоторых несущих элементах. При этом часть элементов получается достаточно тяжелой, но количество их сокращается. Например, при больших нагрузках и высотах колонн шаг колонн 12 м оказывается выгоднее, чем 6 м (число колонн и ферм сокращается почти в два раза);

наиболее полное использование прочности всего объема материала в конструкциях. Этот принцип реализуется выбором конструктивной схемы, использованием растянутых поверхностей, равнонапряженных по

всей площади, регулированием усилий в плоских и пространственных конструкциях (в том числе и с помощью предварительного напряжения). Например, в неразрезных подкрановых балках прочностные свойства по длине используются лучше, чем в разрезных. Пролетные моменты в первых меньше, чем в разрезных. Численным показателем реализации этого принципа в конструкциях может служить так называемая «нагруженность», т. е. показатель, в котором учитываются уровень напряжений в конструкциях и объем их материала;

совмещение функций элементов. Например, включение конструкций фонаря в работу ригеля рамы приводит к сокращению массы ригеля; при больших шагах колонн подкраново-подстропильная ферма экономичнее отдельно запроектированных подкрановой балки и подстропильной фермы и т. д.;

наименьший путь передачи нагрузок на фундамент. Например, рамные системы всегда более металлоемки, чем арочные при одном и том же пролете. При этом нужно учитывать, что для обеспечения равноценных производственных площадей пролет арочной системы должен быть больше.

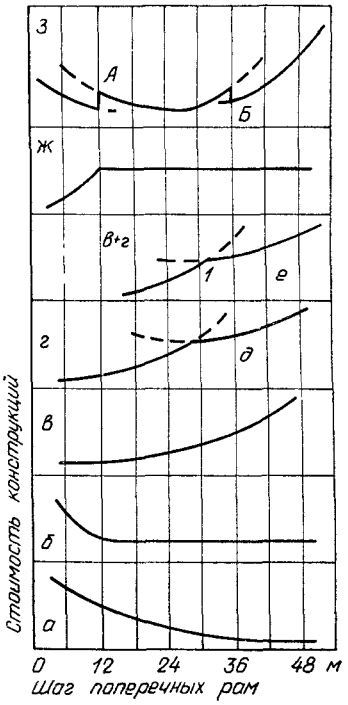


Рис. 10.5. Изменение стоимости конструкций на 1 м² площади цеха в зависимости от шага поперечных рам

Эти принципы можно использовать при качественном анализе возможных вариантов конструктивных решений, выборе вариантов для последующего применения системы автоматизированного проектирования (САПР). Можно ожидать, что наилучшие результаты даст вариант, который соответствует нескольким общим принципам.

Другой путь экономии материальных средств — это оптимизация в рамках определенной конструктивной формы размеров всей системы и ее элементов. При проектировании каркасов промышленных зданий обычно нельзя менять пролет и высоту помещения цеха (они определяются требованиями технологии), но возможны поиски оптимального шага поперечных рам. Можно проследить, как меняются экономические показатели элементов каркаса традиционных конструкций при изменении шага рам (рис. 10.5). Стоимость колонн и фундаментов под них с увеличением шага уменьшается (*а*). Для стропильных ферм (*б*) после шага 12 м стоимость становится постоянной. Масса подстропильных ферм зависит от квадрата шага рам, и график их стоимости (*в*) достаточно резко возрастает. То же можно сказать и для сплошных подкрановых балок (*г*). При этом начиная с некоторого шага становится выгоднее использовать сквозные подкрановые балки (*д*). Можно заметить шаг *1*, после которого суммарная стоимость подстропильных ферм и подкрановых балок (*в*+*г*) становится больше, чем подкраново-подстропильных ферм (*е*). Стоимость конструкций кровли (прогонов, панелей, настилов и т. д.) с увеличением шага возрастает, но после 6 или 12 м остается постоянной (*ж*). Изменяются с изменением шага и массы других конструкций каркаса (связей, фахверка и т. д.). Наличие возрастающих и убывающих графиков указывает на возможность определения минимумов суммарной стоимости (*з*). Скачки на этом графике соответствуют изменению конструктивной формы каркаса (*А* — переходу к покрытию с подстропильными фермами; *Б* — замене подстропильных ферм и подкрановых балок подкраново-подстропильными фермами). График суммарной стоимости, а также других экономических показателей (мас-

сы стали, удельной трудоемкости изготовления и монтажа, приведенных затрат) может быть выражен аналитически в виде целевой функции. Это дает возможность использовать САПР для получения наиболее экономичных конструкций. САПР эффективно используется при разработке типовых конструкций и их элементов. Целевые функции при этом учитывают увеличение массы конструкций при дискретном назначении ее размеров и размеров профилей элементов. При проектировании конструкций индивидуального и малосерийного изготовления основным методом оптимизации остается метод вариантного проектирования с использованием ЭВМ при расчете вариантов конструктивного решения.

§ 4. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТАЛЬНЫХ И СМЕШАННЫХ КАРКАСОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Область применения стальных каркасов с учетом дефицита стали регламентируется ТП 101-81 «Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов». По этим правилам в одноэтажных промышленных зданиях допускается применение стального каркаса при:

высоте здания от пола до низа стропильной фермы, равной или большей 18 м;

кранах грузоподъемностью 50 т и более, а при кранах весьма тяжелого режима работы — при любой грузоподъемности;

двухъярусном расположении кранов;

шаге колонн более 12 м;

строительстве в труднодоступных районах (горы, пустыни и т. п.) и в районах, где нет базы по изготовлению железобетонных конструкций.

Кроме того, допускается применять сквозные типовые легкие конструкции комплектной (включая ограждающие конструкции) поставки при пролетах не менее 24 м и сплошные рамные коробчатые сечения при пролетах не менее 18 м для строительства зданий площадью не менее 5 тыс. м^2, а при обосновании экономического эффекта в виде прибыли от реализации досрочно выпущенной продукции и при меньших площадях.

Смешанные каркасы, т. е. состоящие из железобетонных колонн и стальных стропильных и подстропильных ферм, допускается применять при:

пролете не менее 30 м;

подвесном транспорте грузоподъемностью 5 т и более, а также при развитой сети конвейерного транспорта;

тяжелых условиях эксплуатации (динамические нагрузки или нагрев конструкций до температур свыше 100 °С);

расчетной сейсмичности 9 баллов и пролете не менее 18 м, сейсмичности 8 баллов и пролете не менее 24 м;

легких кровлях неотапливаемых зданий при пролете не менее 24 м, а при наличии подвесного транспорта грузоподъемностью не менее 2 т и при меньших пролетах;

пролетах многопролетных неотапливаемых зданий с рулонной кровлей при пролете 18 м и более.

В железобетонных каркасах часть элементов (фонари, связи, ригели фахверка) допускается выполнять из стали, а подкрановые балки почти во всех случаях (за исключением балок пролетами 6 и 12 м под краны легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью не более 32 т) проектируются стальными.

Глава 11. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

Проектирование каркаса производственного здания начинают с выбора конструктивной схемы и ее компоновки. Исходным материалом является технологическое задание, в котором даются расположение и га-

бариты агрегатов и оборудования цеха, количество кранов, их грузоподъемность и режим работы. Технологическое задание содержит данные о районе строительства, условиях эксплуатации цеха (освещенность, температурно-влажностный режим и т. п.).

После выбора конструктивной схемы одновременно с компоновкой решаются принципиальные вопросы архитектурно-строительной части проекта (определяются ограждающие конструкции, назначается расположение оконных, воротных проемов и т. п.).

При компоновке конструктивной схемы каркаса решаются вопросы размещения колонн здания в плане, устанавливаются внутренние габариты здания, назначаются и взаимоувязываются размеры основных конструктивных элементов каркаса.

§ 1. РАЗМЕЩЕНИЕ КОЛОНН В ПЛАНЕ

Размещение колонн в плане принимают с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Оно должно быть увязано с габаритами технологического оборудования, его расположением и направлением грузопотоков. Размеры фундаментов под колонны увязывают с расположением и габаритами подземных сооружений (фундаментов под рабочие агрегаты, боровов, коллекторов и т. п.). Колонны размещают так, чтобы вместе с ригелями они образовывали поперечные рамы, т. е. в многопролетных цехах колонны разных рядов устанавливаются по одной оси.

Согласно требованиям унификации промышленных зданий, расстояния между колоннами поперек здания (размеры пролетов) назначаются в соответствии с укрупненным модулем, кратным 6 м (иногда 3 м); для производственных зданий $l=18$, 24, 30, 36 м и более. Расстояния между колоннами в продольном направлении (шаг колонн) также принимают кратными 6 м. Шаг колонн однопролетных зданий (рис. 11.1), а также шаг крайних (наружных) колонн многопролетных зданий обычно не зависит от расположения технологического оборудования и его принимают равным 6 или 12 м. Вопрос о назначении шага колонн крайних рядов (6 или 12 м) для каждого конкретного случая решается сравнением вариантов. Как правило, для зданий больших пролетов ($l \geqslant 30$ м) и значительной высоты ($H \geqslant 14$ м) с кранами большой грузоподъемности ($Q \geqslant 50$ т) оказывается выгоднее шаг 12 м и, наоборот, для зданий с меньшими параметрами экономичнее оказывается шаг колонн 6 м. У торцов зданий (см. рис. 11.1) колонны обычно смещаются с модульной сетки на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей с номинальной длиной 6 или 12 м. Смещение колонн с разбивочных осей имеет и недостатки, поскольку у торца здания продольные элементы стального каркаса получаются меньшей длины, что приводит к увеличению типоразмеров конструкций.

В многопролетных зданиях шаг внутренних колонн исходя из технологических требований (например, передача продукции из пролета в пролет) часто принимается увеличенным, но кратным шагу наружных колонн (рис. 11.2).

При больших размерах здания в плане в элементах каркаса могут возникать большие дополнительные напряжения от изменения температуры. Поэтому в необходимых случаях здание разрезают на отдельные блоки поперечными и продольными температурными швами. Нормами проектирования установлены предельные размеры температурных блоков, при которых влияние климатических температурных воздействий можно не учитывать (табл. 11.1).

Наиболее распространенный способ устройства поперечных температурных швов заключается в том, что в месте разрезки здания ставят две поперечные рамы (не связанные между собой какими-либо продольными элементами), колонны которых смещают с оси на 500 мм в каждую сторону, подобно тому как это делают у торца здания (рис. 11.2, *а*).

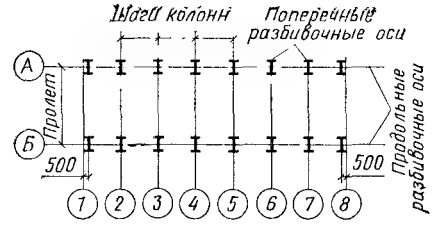
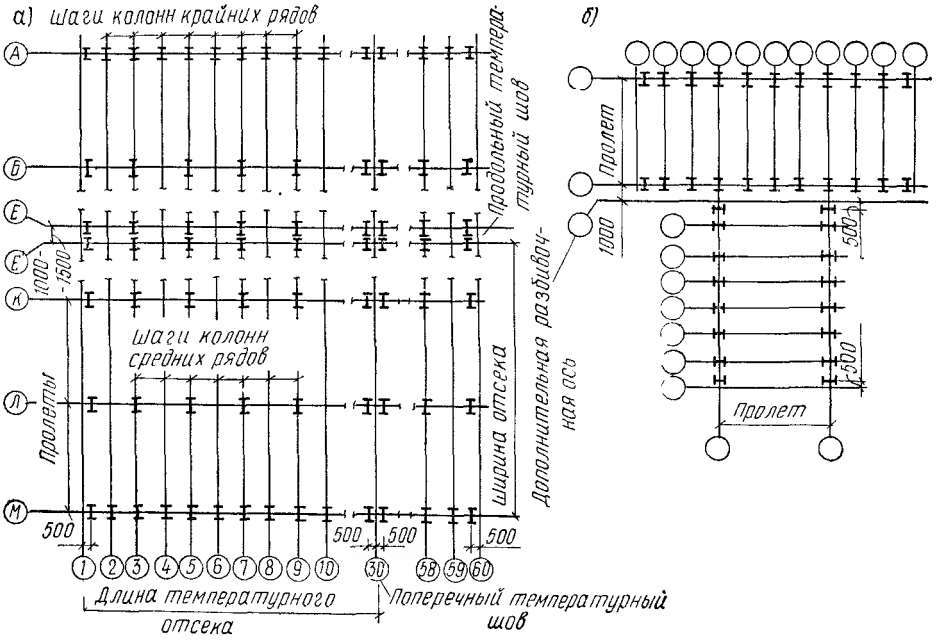


Рис. 11.1. Размещение колонн однопролетного здания

Рис. 11.2. Размещение колонн многопролетных зданий



Продольные температурные швы решают либо расчленением многопролетной рамы на две (или более) самостоятельные, что связано с установкой дополнительных колонн, либо с подвижным в поперечном направлении опиранием одного или обоих ригелей на колонну с помощью катков или другого устройства. В первом решении предусматривается дополнительная разбивочная ось на расстоянии 1000 или 1500 мм от основной (рис. 11.2, *а*). Иногда в зданиях, имеющих ширину, превышающую предельные размеры для температурных блоков, продольную разрезку не делают, предпочитая некоторое утяжеление рам, необходимое по расчету на температурные воздействия.

В некоторых случаях планировка здания, обусловленная технологическим процессом, требует, чтобы продольные ряды колонн двух пролетов цеха располагались во взаимно перпендикулярных направлениях.

Таблица 11.1. Предельные размеры, м, температурных блоков зданий

Характеристика здания	Стальной каркас		Смешанный каркас (железобетонные колонны)	
	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания	длина блока вдоль здания	ширина блока поперек здания
Отапливаемое	230 (160)	150 (110)	65	65
Неотапливаемое и горячие цехи	200 (140)	120 (90)	45	45

Примечание. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных вимних температурах наружного воздуха от —40 до —65 °С.

При этом также возникает необходимость в дополнительной разбивочной оси. Расстояние между осью продольного ряда колонн одного отсека и осью торца примыкающего к нему другого отсека, принимается равным 1000 мм, а колонны смещаются с оси внутрь на 500 мм (рис. 11.2, б).

§ 2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации и другими нормативными документами.

1. Компоновка однопролетных рам

Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2. В сумме эти размеры составляют полезную высоту цеха H_0 (рис. 11.3).

Размер H_2 диктуется высотой мостового крана

$$H_2 = (H_к + 100) + f,$$

где $H_к + 100$ — расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор между этой точкой и строительными конструкциями, равный 100 мм; f — размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей), принимаемый равным 200—400 мм, в зависимости от величины пролета (для больших пролетов больший размер).

Габариты мостовых кранов даются в соответствующих стандартах и заводских каталогах (см. прил. 1).

Окончательный размер H_2 принимается обычно кратным 200 мм.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильных ферм

$$H_0 = H_2 + H_1,$$

где H_1 — наименьшая отметка головки кранового рельса, которая задается по условиям технологического процесса (обусловливается требуемой высотой подъема изделия над уровнем пола).

Размер H_0 принимается кратным 1,2 м до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратным 1,8 м из условия соизмеряемости со стандартными ограждающими конструкциями. Если приходится несколько увеличить высоту цеха, то надо изменить отметку головки рельса (полезную высоту цеха), а размер H_2 оставить минимально необходимым. В отдельных случаях при соответствующем обосновании размер H_0 принимают кратным 0,6 м.

Далее устанавливают размеры верхней части колонны $H_в$, нижней части $H_н$ и высоту у опоры ригелей $H_ф$. Высота верхней части колонны

$$H_в = h_б + h_р + H_2,$$

где $h_б$ — высота подкрановой балки, которая предварительно принимается $^1/_8$—$^1/_{10}$ пролета балки (шага колонн); $h_р$ — высота кранового рельса, принимаемая предварительно равной 200 мм.

Окончательно уточняют величину $H_в$ после расчета подкрановой балки.

Размер нижней части колонны, мм

$$H_н = H_0 - H_в + (600 \ldots 1000),$$

где (600...1000) мм — обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = H_в + H_н.$$

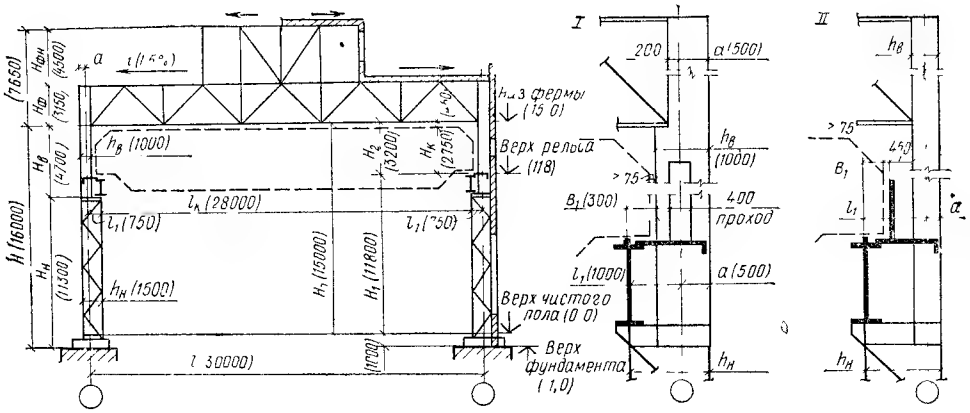


Рис 11 3 Схема поперечной рамы однопролетного здания (в скобках — размеры, определенные в примере компоновки)

Высота части колонны в пределах ригеля $H_ф$ зависит от принятой конструкции стропильных ферм. При плоских кровлях и фермах с элементами из парных уголков в соответствии с ГОСТ 23119—78 «Фермы стропильные стальные сварные с элементами из парных уголков для производственных зданий» высота $H_ф$ (по обушкам уголков) принимается равной 2,25 м при пролете 24 м и 3,15 м при пролетах 30, 36 м При элементах ферм, выполненных из других профилей, целесообразно принимать высоту такой же.

Если на здании есть светоаэрационные или аэрационные фонари, высоту их $H_{фн}$ определяют светотехническим или теплотехническим расчетом с учетом высот типовых фонарных переплетов (1250 и 1750 мм), бортовой стенки и карнизного элемента.

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн к разбивочным осям, требования прочности и жесткости, предъявляемые к колоннам, эксплуатационные требования.

Привязка наружной грани колонны к оси колонны a может быть нулевой, 250 или 500 мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях (при шаге колонн 6 м), оборудованных кранами грузоподъемностью не более 30 т

Привязку размером $a=500$ мм принимают для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также если в верхней части колонны устраиваются проемы для прохода В остальных случаях $a=250$ мм

Колонны постоянного по высоте сечения используются для цехов с подвесным транспортом и с мостовыми кранами небольшой грузоподъемности. Высота сечения таких колонн назначается с учетом унифицированных привязок наружных граней колонн к разбивочной оси, а также (при фермах с элементами из парных уголков) установленной ГОСТ 23119—78 привязки ферм к разбивочной оси (200 мм). Таким образом, высота сечения колонны может быть 450 мм (250+200) и 700 мм (500+ +200). Если по условиям прочности или жесткости колонны требуется большая высота (обычно высота сечения не должна быть менее $^1/_{20}$ высоты колонны от верха фундамента до низа стропильной фермы), то можно рекомендовать высоту сечения колонны в пределах высоты фермы 450 или 700 мм, а ниже фермы — большей

Высоту сечения верхней части ступенчатой колонны $h_в$ назначают аналогично (450, 700 мм), но не менее $^1/_{12}$ ее высоты $H_в$ (от верха уступа до низа стропильной фермы)

В цехах с интенсивной работой кранов и большой скоростью перемещения (при ВТ и частично Т режимах работы) возникает необходимость частого осмотра и ремонта крановых путей Для выполнения этих работ должен быть обеспечен безопасный проход вдоль пути, поэтому

в стенках верхних частей колонн устраиваются проходы шириной не менее 400 мм и высотой 2000 мм (см. рис. 11.3, *I*). Высота сечения верхней части колонны получается не менее 1000 мм (если проход не располагается вне сечения колонны; см. рис. 11.3, *II*).

При назначении высоты нижней части ступенчатой колонны нужно учесть, что для того чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее, мм

$$l_1 \geqslant B_1 + (h_в - a) + 75,$$

где B_1 — размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимаемый по ГОСТ на краны (см. прил 1); 75 мм — зазор между краном и колонной, по требованиям безопасности принимаемый по ГОСТу на краны.

При устройстве прохода вне колонны (см. рис. 11.3, *II*) размер l_1 включает еще 450 мм (400 мм габарит прохода и 50 мм на ограждение). Пролеты кранов $l_к$ имеют модуль 500 мм, поэтому размер l_1 должен быть кратным 250 мм.

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки; в этом случае высота сечения нижней части колонны

$$h_н = l_1 + a.$$

С учетом обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны назначается не менее $^1/_{20}$ H, а в цехах с интенсивной работой мостовых кранов — не менее $^1/_{15}$ H.

Верхнюю часть колонны обычно проектируют сплошной, двутаврового сечения; нижнюю часть принимают сплошной при ширине до 1 м, а при большей ширине ее экономичнее делать сквозной.

Ширина фонаря обычно назначается 6 или 12 м.

При компоновке устанавливаются схемы и размеры связей, фахверка и других элементов каркаса.

2. Компоновка многопролетных рам

При проектировании многопролетных рам нужно учесть, что для достижения максимальной типизации конструкций каркаса желательно, чтобы все пролеты были равными и имели одинаковую высоту.

По условиям технологии производства не всегда удобны одинаковые пролеты, тогда нужно стремиться, чтобы количество их размеров было наименьшим (рис. 11.4, *а*). Наиболее часто здания проектируются с плоской кровлей (уклон 1,5 %) и внутренними водостоками.

Для неотапливаемых зданий необходимо устройство наружного отвода воды. Иногда внутренние водостоки оказываются неприемлемыми по условиям технологического процесса (например, для сталеплавильных цехов). В таких случаях необходимо устройство двускатных покрытий, применение которых возможно из условия обеспечения водоотвода и аэрации при ширине здания до 70—80 м (рис. 11.4, *б*).

Проектирование отдельных пролетов с различной полезной высотой в многопролетных зданиях вызывается разнохарактерными условиями производства. В многопролетных зданиях с большими производственными тепло- и газовыделениями рациональны перепады по высоте (при достаточной их величине). Требования освещенности заставляют в отдельных случаях использовать перепады высот смежных пролетов для устройства дополнительного бокового освещения.

При компоновке конструктивной схемы многопролетных рам с различной высотой пролетов приходится решать вопрос о применении в этих пролетах односкатных или двускатных покрытий. Для малых боковых пролетов самыми простыми являются односкатные покрытия (см. рис. 11.4, *б*). Для больших смежных пролетов при возможности устройства внутреннего водостока наиболее целесообразны двускатные фермы (см. рис. 11.4, *а*) с различными уклонами i верхнего пояса. В случае невозможности устройства внутреннего водостока применяются одно-

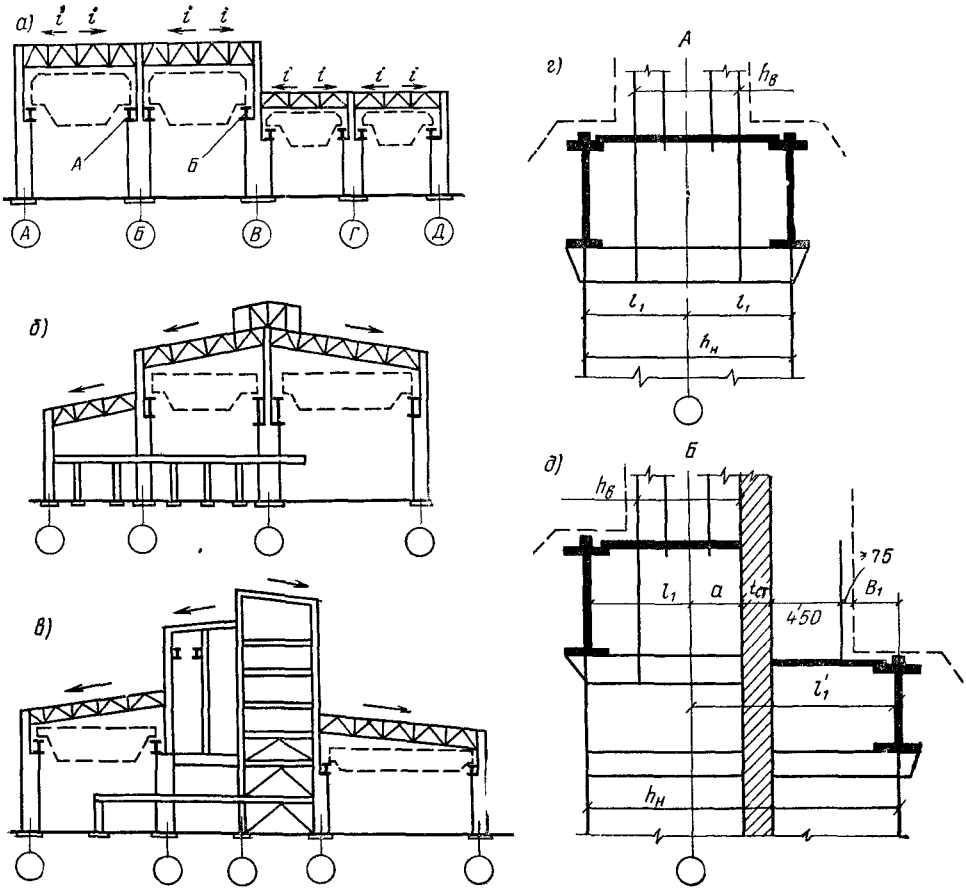


Рис. 11.4. Примеры схем поперечных рам многопролетных зданий

скатные покрытия. На выбор уклона покрытия влияет тип кровли. При рулонной кровле наиболее часто проектируются плоские покрытия ($i=1{,}5$ %).

Мощные технологические агрегаты, особенно в металлургической промышленности, требуют иногда устройства в цехе тяжелых рабочих площадок, по которым двигаются железнодорожные составы, этажного расположения оборудования, повышенной аэрации, что вынуждает проектировать поперечную конструкцию цеха достаточно сложного профиля (рис. 11.4, *в*).

При компоновке многопролетных рам для наибольшей унификации объемно-планировочного решения установлен ряд общих рекомендаций и правил.

Следует стремиться к тому, чтобы здание было прямоугольным в плане, имело одинаковые пролеты и единую высоту. Если по условиям технологии это невозможно, то повышенные пролеты нужно группировать по одну сторону от пониженных, число различных размеров пролетов всегда должно быть наименьшим. Перепады высот повышенной и пониженной частей здания меньше 1,8 м делать не допускается; все здание в этом случае целесообразно сделать одной высоты (по наибольшей высоте). Перепад высот смежных пролетов величиной 1,8 м целесообразен, если ширина пониженной части $\geqslant 60$ м; перепад 2,4 м допускается, если ширина пониженной части $\geqslant 36$ м.

Определение компоновочных размеров для крайних рядов многопролетных рам производится точно так же, как для однопролетных. Если в различных пролетах здания одной высоты краны имеют разную грузо-

подъемность, то размер H_2 (см. рис. 11.3) принимается по наибольшему крану. В этом случае при одинаковых отметках верха подкрановых балок будет обеспечен (с запасом) габарит для кранов меньшей грузоподъемности.

Компоновочные размеры средних колонн H_1, H_2, H_0 для зданий без перепада высот (пролеты *А—Б*, *Б—В* на рис. 11.4, *а*) принимаются такими же, как и для крайних. Заглубление средних колонн ниже уровня пола принимается одинаковым с крайними (600—1000 мм). Высоту сечения верхней части средней колонны $h_в$ в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты колонны принимают 400, 700, 1000 мм. Высота сечения нижней части $h_н = 2l_1$ (рис. 11.4, *г*).

При наличии в смежных пролетах кранов разной грузоподъемности может оказаться, что привязки l_1 крановых рельсов к оси колонны для правого и левого крана различны, и нижняя часть колонны будет асимметрична относительно разбивочной оси. Для средних колонн без перепада высот такие колонны обычно не проектируют, привязывая оба крановых рельса по наибольшему из размеров.

Определение компоновочных размеров рамы у рядов с перепадом высоты приведено на рис. 11.4, *д*, где изображена колонна в месте перепада высот, причем смежные пролеты разделены стенкой (на рисунке заштрихована). В этом случае привязка кранового рельса низкого пролета к разбивочной оси, очевидно, должна быть не менее, мм

$$l_1' = a + t_{ст} + 450 + B_1 + 75,$$

где a — наружная привязка верхней части колонны; $t_{ст}$ — толщина стены; 450 мм — габарит прохода с ограждением; B_1 — выступающая за рельс часть крана; 75 мм — необходимый зазор между краном и ограждением прохода.

Размер l_1' принимают с округлением до 250 мм в большую сторону. Высота сечения нижней части колонны $h_н = l_1 + l_1'$ с привязкой граней асимметрично относительно разбивочной оси. Аналогичным образом устанавливают компоновочные размеры поперечных рам различных конфигураций.

Размеры подстропильных ферм (высота и длина панелей) увязываются с высотой и шагом стропильных.

3. Пример компоновки поперечной рамы

Исходные данные: прокатный цех однопролетный, пролетом 30 м, оборудован двумя мостовыми кранами грузоподъемностью $Q = 30/5$ т весьма тяжелого (ВТ) режима работы. Длина здания 108 м, отметка головок рельса 11,5 м. Здание отапливаемое со светоаэрационным фонарем (два переплета по 1750 мм).

Выбрана система с шагом поперечных рам 12 м, с жестким сопряжением ригеля с колонной (краны ВТ режима работы). Схема поперечной рамы и ее элементов показана на рис. 11.3.

Вертикальные размеры ($H_к$ — по прил. 1):

$$H_2 \geqslant (H_к + 100) + f = 2750 + 100 + 300 = 3150 \text{ мм};$$

$$H_0 \geqslant H_1 + H_2 = 11\,500 + 3\,150 = 14\,650 \text{ мм}.$$

Ближайший больший размер, кратный 600 мм, — 15 000 мм. Принято $H_0 = 15\,000$ мм. Отметку верха подкранового рельса можно увеличить до $15 - 3{,}15 = 11{,}85 \approx 11{,}8$ м. При высоте подкрановой балки с рельсом, равной $^1/_8$ ее пролета, $H_в = (h_б + h_р) + H_2 = 1500 + 3200 = 4700$ мм. При заглублении базы колонны на 1000 мм ниже пола $H_н = H_0 - H_в + 1000 = 15000 - 4700 + 1000 = 11300$ мм. Полная высота колонны $H = H_в + H_н = 16000$ мм. $H_ф = 3150$ мм; $H_{фн} = 4150$ мм.

Горизонтальные размеры (B_1 — по прил. 1).

Необходим проход в теле колонны, и поэтому привязка $a = 500$ мм, высота сечения верхней части колонны $h = 1000$ мм ($> H_в/12 = 4700/12 = 390$ мм). В пределах высоты фермы высоту сечения колонны назначаем 700 мм (см. рис. 11.3, *I*). $l_1 \geqslant B_1 + (h_в - a) + 75 = 300 + (1000 - 500) = 875$ мм. Назначаем $l_1 = 1000$ мм (кратно 250 мм). $h_н = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500$ мм. Пролет мостового крана $l_к = l - 2l_1 = 30\,000 - 2 \cdot 1000 = 28\,000$ мм.

Сечение верхней части колонны назначаем сплошностенчатым двутавровым, нижней — сквозным.

Все размеры, определенные в примере, показаны на рис. 11.3 в скобках.

§ 3. СВЯЗИ

Связи — это важные элементы стального каркаса, которые необходимы для:

обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;

восприятия и передачи на фундаменты некоторых нагрузок (ветровых, горизонтальных от кранов);

обеспечения совместной работы поперечных рам при местных нагрузках (например, крановых);

создания жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации;

обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа.

Связи подразделяются на связи между колоннами и связи между фермами (связи шатра).

1. Связи между колоннами

Система связей между колоннами обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении (воспринимая при этом некоторые нагрузки), а также устойчивость колонн из плоскости поперечных рам.

Для выполнения этих функций необходимы хотя бы один вертикальный жесткий диск по длине температурного блока и система продольных элементов, прикрепляющих колонны, не входящие в жесткий диск, к последнему. В жесткие диски (рис. 11.5) включены две колонны, подкрановая балка, горизонтальные распорки и решетка, обеспечивающая при шарнирном соединении всех элементов диска геометрическую неизменяемость. Решетка чаще проектируется крестовой (см. рис. 11.5, *а*), элементы которой работают на растяжение при любом направлении сил, передаваемых на диск, и треугольной (см. рис. 11.5, *б*), элементы которой работают на растяжение и сжатие. Схема решетки выбирается так, чтобы ее элементы было удобно крепить к колоннам (углы между вертикалью и элементами решетки близки к 45°). При больших шагах колонн в нижней части колонны целесообразно устройство диска в виде двухшарнирной решетчатой рамы, а в верхней — использование подстропильной фермы (см. рис. 11.5, *в*). Распорки и решетка при малых высотах сечения колонн (например, в верхней части) располагаются в одной плоскости, а при больших высотах (нижняя часть колонны) — в двух плоскостях. На связевые диски передаются крутящие моменты, и поэтому при расположении вертикальных связей в двух плоскостях они соединяются горизонтальными решетчатыми связями.

При размещении жестких дисков (связевых блоков) вдоль здания нужно учитывать возможность перемещений колонн при температурных деформациях продольных элементов (рис. 11.6, *а*). Если поставить диски по торцам здания (рис. 11.6, *б*), то во всех продольных элементах (подкрановые конструкции, подстропильные фермы, распорки связей) возникают значительные температурные усилия F_t.

Поэтому при небольшой длине здания (температурного блока) ставится вертикальная связь в одной панели (рис. 11.7, *а*). При большой длине здания (или блока) для колонн в торцах возрастают неупругие перемещения за счет податливости креплений продольных элементов к колоннам. Расстояние от торца до диска ограничивается с целью закрепления колонн, расположенных близко к торцу, от потери устойчивости. В этих случаях вертикальные связи ставятся в двух панелях (рис. 11.7, *б*), причем расстояния между их осями должно быть таким, чтобы усилия F_t не были очень велики. Предельные расстояния между дисками зависят от возможных перепадов температур (разных для отапливаемых и неотапливаемых зданий, строящихся в районах с разными

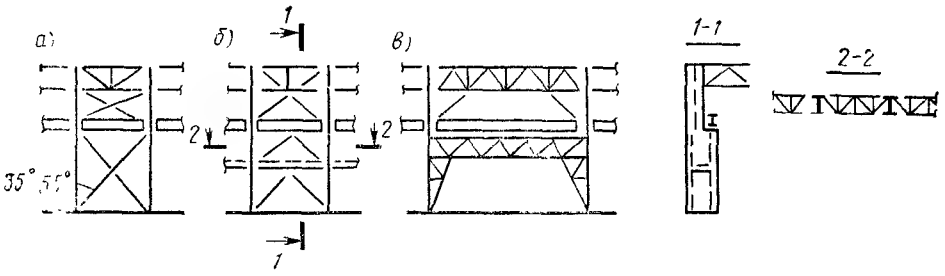


Рис. 11.5. Схемы конструкций жестких дисков связей между колоннами

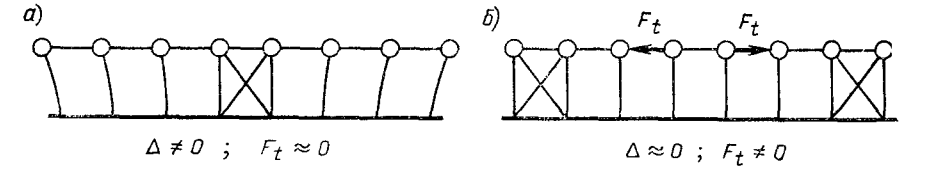


Рис. 11.6. Схема температурных перемещений и усилий

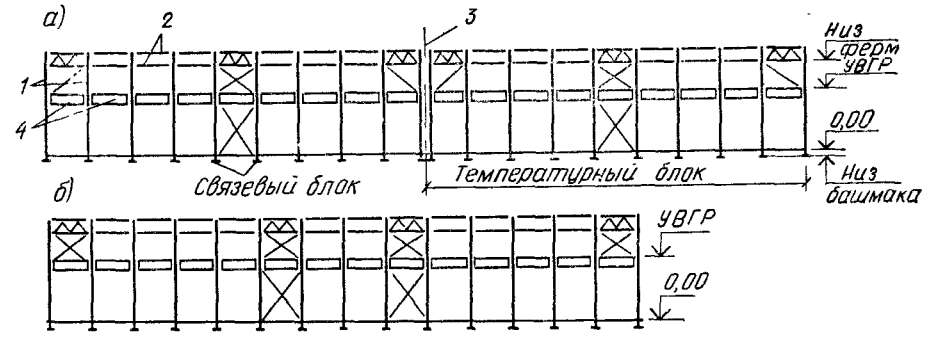


Рис. 11.7. Расположение связей между колоннами

а — в коротких зданиях (или температурных отсеках); *б* — в длинных; *1* — колонны; *2* — распорки; *3* — ось температурного шва; *4* — подкрановые балки

расчетными зимними температурами) и установлены нормами (табл. 11.2).

По торцам здания крайние колонны иногда соединяют между собой гибкими верхними связями (рис. 11.7, *а*). Вследствие относительно малой жесткости надкрановой части колонны расположение верхних связей в торцовых панелях лишь незначительно сказывается на температурных напряжениях. Верхние торцовые связи также делают в виде крестов (рис. 11.7, *б*), что целесообразно с точки зрения монтажных условий и однотипности решений.

Верхние вертикальные связи следует размещать не только в торцовых панелях здания, но и в панелях, примыкающих к температурным швам, так как это повышает продольную жесткость верхней части каркаса; кроме того, в процессе возведения цеха каждый температурный блок может в течение некоторого времени представлять собой самостоятельный конструктивный комплекс.

Таблица 11.2. Предельные размеры между вертикальными связями, м

Характеристика здания	От торца блока до оси ближайшей вертикальной связи	Между осями вертикальных связей в одном блоке
Отапливаемое	90 (60)	60 (50)
Неотапливаемое и горячие цехи	75 (50)	50 (40)

Примечание. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от —40 до —65 °С

Вертикальные связи между колоннами ставят по всем рядам колонн здания; располагать их следует между одними и теми же осями.

При проектировании связей по средним рядам колонн в подкрановой части следует иметь в виду, что довольно часто по условиям технологии необходимо иметь свободное пространство между колоннами. В этих случаях конструируют портальные связи (см. рис. 11.5, *в*).

Связи, устанавливаемые в пределах высоты ригелей в связевом блоке и торцовых шагах, проектируют в виде самостоятельных ферм (монтажного элемента), в остальных местах ставят распорки.

Особое внимание следует уделять компоновке связей между колоннами в горячих цехах при применении неразрезных подкрановых балок или большом внутреннем шаге колонн, несущих мощные продольные конструкции (например, подкраново-подстропильные фермы). В этих случаях полностью отсутствует узловая податливость продольных конструкций, система связей становится близкой к рамной и ее температурные деформации стеснены. Обследования и экспериментальные исследования работы таких цехов показывают, что, несмотря на выполнение требований норм проектирования, в элементах каркаса (колоннах и подкрановых балках) возникают большие дополнительные напряжения, а иногда наблюдается и разрушение связей.

Поэтому в горячих цехах с неразрезными подкрановыми балками или тяжелыми подкраново-подстропильными фермами целесообразно предусматривать специальные конструктивные мероприятия (например, уменьшение длины температурных блоков).

Продольные элементы связей в точках крепления к колоннам обеспечивают несмещаемость этих точек из плоскости поперечной рамы (рис. 11.8, *а*). Эти точки в расчетной схеме колонны (рис. 11.8, *б*) могут быть приняты шарнирными опорами. При большой высоте нижней части колонны бывает целесообразна установка дополнительной распорки (рис. 11.8, *в*), которая закрепляет нижнюю часть колонны посередине ее высоты и сокращает расчетную длину колонны (рис. 11.8, *г*).

Связи, кроме условных поперечных сил, возникающих при потере устойчивости колонн из плоскости поперечных рам, воспринимают также усилия от ветра, направленного на торец здания, и от продольных воздействий мостовых кранов.

Ветровая нагрузка на торец здания воспринимается стойками торцевого фахверка и частично передается на связи по нижнему поясу ферм. Связи шатра передают силу $F_{вт}$ в ряды колонн.

На рис. 11.9 выделены элементы связей и колонны, которые передают силу $F_{вт}$ на фундамент.

В точке *А* (см. рис. 11.9, *а*) гибкий элемент связей *1* не может воспринимать сжимающую силу, и поэтому $F_{вт}$ передается более короткой и достаточно жесткой распоркой *2* в точку *Б*. Здесь сила раскладывается на направление колонны и растянутого элемента *3*, который передает усилие в точку *В*. В этой точке усилие воспринимается колоннами и подкрановыми балками *4*, передающими силу $F_{вт}$ на связевый блок в точку *Г*. Аналогично работают связи и на силы продольных воздействий кранов $F_{кп}$ (рис. 11.9, *б*). Сечения связей выполняются из уголков, швеллеров, прямоугольных и круглых труб.

При большой длине элементов связи, воспринимающие небольшие усилия, рассчитываются по предельной гибкости, которая для сжатых элементов связей ниже подкрановой балки равна 210—60 α, где α — отношение фактического усилия в элементе связей к его несущей способности, выше — 200; для растянутых — соответственно 200 и 300.

2. Связи по покрытию

Связи между фермами, создавая общую пространственную жесткость каркаса, обеспечивают: устойчивость сжатых элементов ригеля из пло-

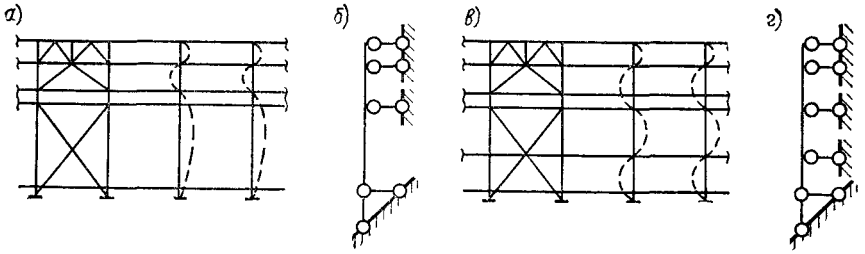


Рис. 11.8. Связи между колоннами и расчетные схемы колонн из плоскости рам

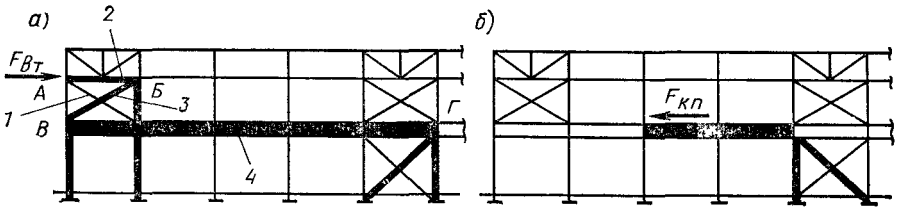


Рис. 11.9. Работа связей между колоннами при воздействии

а — ветровой нагрузки на торец здания; *б* — мостовых кранов

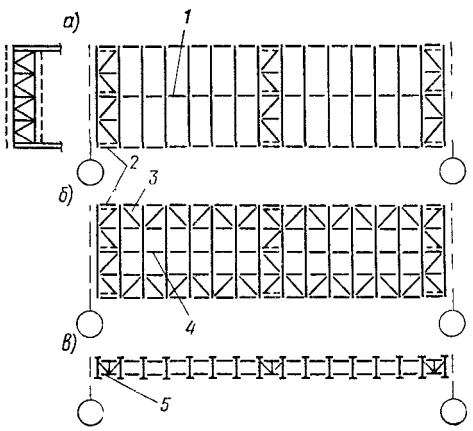


Рис. 11.10. Связи между фермами

а — по верхним поясам ферм; *б* — по нижним поясам ферм; *в* — вертикальные; *1* — распорка в коньке; *2* — поперечные связевые фермы; *3*—продольная связевая ферма; *4* — растяжка по нижнему поясу; *5* — вертикальные связи

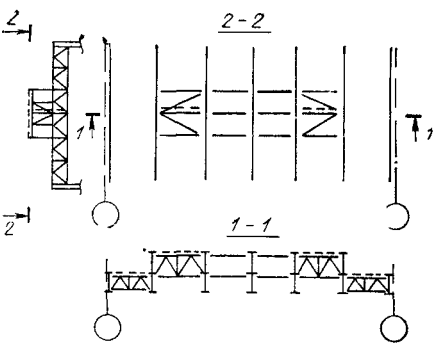


Рис. 11.11. Связи между фонарями

скости ферм; перераспределение местных нагрузок (например, крановых), приложенных к одной из рам, на соседние рамы; удобство монтажа; заданную геометрию каркаса; восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

Система связей покрытия состоит из горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи располагаются в плоскостях нижнего, верхнего поясов ферм и верхнего пояса фонаря. Горизонтальные связи состоят из поперечных и продольных (рис. 11.10 и 11.11).

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, поэтому необходимо обеспечить их устойчивость из плоскости ферм. Ребра кровельных плит и прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями.

Для закрепления плит и прогонов от продольных смещений устраиваются поперечные связи по верхним поясам ферм, которые целесооб-

разно располагать в торцах цеха с тем, чтобы они (вместе с поперечными горизонтальными связями по нижним поясам ферм и вертикальными связями) обеспечивали пространственную жесткость покрытия. При большой длине здания или температурного блока (более 144 м) устанавливаются дополнительные поперечные связевые фермы. Это уменьшает поперечные перемещения поясов ферм, возникающие вследствие податливости связей.

Необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где нет кровельного настила. Здесь для раскрепления узлов верхнего пояса ферм из их плоскости предусматриваются распорки, причем такие распорки в коньковом узле фермы обязательны. Распорки прикрепляются к торцовым связям в плоскости верхних поясов ферм. В процессе монтажа (до установки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы не должна быть более 220. Если коньковая распорка не обеспечивает этого условия, между ней и распоркой в плоскости колонн ставится дополнительная распорка. Связи по верхнему поясу фонаря (см. рис. 11.11) проектируются аналогично.

В зданиях с мостовыми кранами необходимо обеспечить горизонтальную жесткость каркаса как поперек, так и вдоль здания. При работе мостовых кранов возникают усилия, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса цеха. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении могут заклиниваться, и нарушается нормальная их эксплуатация. Чрезмерные колебания каркаса создают неблагоприятные условия для работы кранов и сохранности ограждающих конструкций. Поэтому в однопролетных зданиях большой высоты ($H_0 > 18$ м), в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью $\geqslant 10$ т, с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы при любой грузоподъемности обязательна система связей по нижним поясам ферм.

Горизонтальные силы от мостовых кранов воздействуют в поперечном направлении на одну плоскую раму или две-три смежные. Связи обеспечивают совместную работу системы плоских рам, вследствие чего поперечные деформации каркаса от действия сосредоточенной силы значительно уменьшаются (рис. 11.12, *а*). Жесткость этих связей должна быть достаточной для того, чтобы вовлечь в работу соседние рамы, и их ширина обычно назначается равной длине первой панели нижнего пояса фермы.

Прилегающие к опорам панели нижнего пояса ферм, особенно при жестком сопряжении ригеля с колонной, могут быть сжатыми, и в этом случае продольные связи обеспечивают устойчивость нижнего пояса из плоскости ферм.

Поперечные связи закрепляют продольные, а в торцах здания они необходимы и для восприятия ветровой нагрузки, направленной на торец здания.

Стойки фахверка передают ветровую нагрузку $F_{вф}$ в узлы поперечной горизонтальной торцовой фермы, поясами которой служат нижние пояса торцовой и смежной с ней стропильных ферм (см. рис. 11.12, *а*).

Опорные реакции торцовой фермы $F_{вт}$ воспринимаются связями между колоннами и передаются на фундамент (см. рис. 11.9).

В плоскости нижних поясов также устраиваются промежуточные поперечные связи, расположенные в тех же панелях, что и поперечные связи по верхним поясам ферм.

Чтобы избежать вибрации нижнего пояса ферм вследствие динамического воздействия мостовых кранов, ограничивается гибкость растянутой части нижнего пояса из плоскости рамы: при кранах с числом циклов загружения 2×10^6 и более — величиной 250, для прочих зданий — величиной 400. Для сокращения свободной длины растянутой части нижнего пояса приходится в некоторых случаях предусматривать растяжки, закрепляющие нижний пояс в боковом направлении (см. рис.

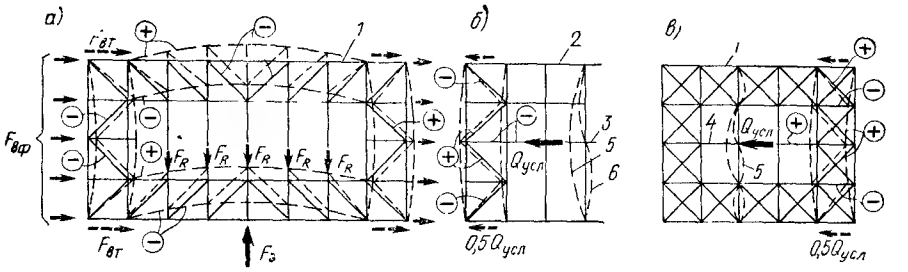


Рис. 11.12. Работа связей покрытия

1 — связи по нижним поясам ферм; *2* — то же, по верхним; *3* — распорка связей; *4* — растяжка связей; *5* — форма потери устойчивости или колебаний при отсутствии распорки (растяжки); *6* — то же, при наличии распорки

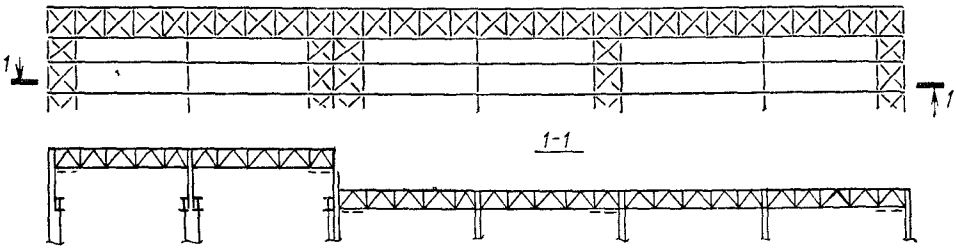


Рис. 11.13. Размещение связей по нижним поясам ферм в многопролетных зданиях

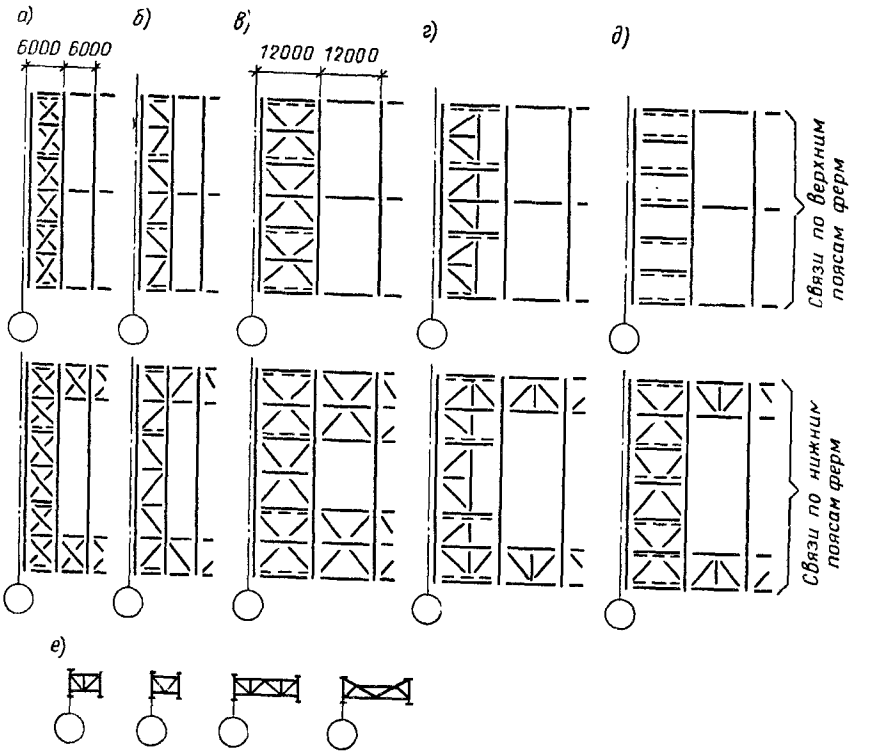


Рис. 11.14. Схемы систем связей по покрытию

11.10, *в*). Эти растяжки воспринимают условную поперечную силу $Q_{усл}$ (см. рис. 11.12, *в*).

В длинных зданиях, состоящих из нескольких температурных блоков, поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам ставят у каждого температурного шва (как у троцов), имея в виду, что каж-

дый температурный блок представляет собой законченный пространственный комплекс.

Стропильные фермы обладают незначительной боковой жесткостью, а потому процесс монтажа без их предварительного взаимного раскрепления недопустим. Поэтому необходимо устраивать вертикальные связи между фермами, располагающиеся в плоскости вертикальных стоек стропильных ферм (см. рис. 11.10, *в*); для удобства крепления элементов связей эти стойки часто проектируют крестового сечения (из двух уголков). Обычно устраиваются одна-две вертикальные связи по ширине пролета (через 12—15 м).

При опирании опорного нижнего узла стропильных ферм на оголовок колонны (железобетонной или стальной) сверху вертикальные связи необходимо располагать также по опорным стойкам ферм.

Вертикальные связи вместе с поперечными связевыми фермами по верхним и нижним поясам обеспечивают создание жестких пространственных блоков у торцов здания. К этим блокам распорками и растяжками привязывают промежуточные фермы.

В зданиях с подвесным транспортом вертикальные связи способствуют перераспределению между фермами крановой нагрузки, приложенной непосредственно к конструкциям покрытия. В этих случаях, а также когда к стропильным фермам подвешены электрические кранбалки значительной грузоподъемности, целесообразно вертикальные связи между фермами располагать в плоскостях подвески непрерывно по всей длине здания.

В многопролетных цехах связи по верхним поясам ферм и вертикальные ставятся во всех пролетах, а горизонтальные по нижним поясам — по контуру здания и некоторым средним рядам колонн через 60—90 м по ширине здания (рис. 11.13). В зданиях, имеющих перепады по высоте, продольные связевые фермы ставят и вдоль этих перепадов.

Конструктивная схема связей зависит главным образом от шага стропильных ферм. Для горизонтальных связей при шаге ферм 6 м обычно применяют крестовую решетку, раскосы которой работают только на растяжение (рис. 11.14, *а*). При этом получается довольно экономичное решение, если стойки связевых ферм законструировать из двух уголков (обычно крестового сечения), а раскосы — из одиночных уголков. В последнее время начали применять при этом же шаге связевые фермы с треугольной решеткой (рис. 11.14, *б*). Здесь раскосы работают как на сжатие, так и на растяжение, поэтому их проектируют из труб или гнутых профилей. При таком типе решетки связи получаются несколько тяжелее и дороже в изготовлении, однако монтаж их упрощается. При шаге стропильных ферм 12 м диагональные элементы связей, даже работающие только на растяжение, получаются слишком тяжелыми. Поэтому систему связей проектируют так, чтобы наиболее длинный элемент был не более 12 м, и этими элементами поддерживают диагонали. На рис. 11.14, *в* приведена еще одна система, жесткость которой больше, чем жесткость указанных систем. На рис. 11.14, *г* показана схема связей, где диагональные элементы вписываются в квадрат размером 6 м и опираются на продольные элементы длиной 12 м, служащие поясами связевых ферм. Эти элементы приходится делать составного сечения или из гнутых профилей.

Обеспечить крепление продольных связей можно и без решетки связей по верхнему поясу ферм, которая не дает возможности использовать сквозные прогоны. В этом случае в жесткий блок входят элементы покрытия (листы, прогоны, панели), стропильные фермы и часто расположенные вертикальные связи (рис. 11.14, *д*). Такое решение является в настоящее время типовым.

Вертикальные связи между фермами и фонарями лучше всего делать в виде отдельных транспортабельных ферм, что возможно, если их высота будет менее 3900 мм. Возможные схемы вертикальных связей показаны на рис. 11.14, *е*.

Элементы связей шатра рассчитываются, как правило, по гибкости. Предельная гибкость для сжатых элементов этих связей — 200, для растянутых — 400 (при кранах с числом циклов 2×10^6 и более — 300). Определить, растянут элемент связей или сжат, можно, если учесть, что связи воспринимают условные поперечные силы $Q_{усл}$ (как при эксплуатации, так и при монтаже), ветровые воздействия на торец здания $F_{вт}$, продольные и поперечные воздействия мостовых кранов и что все эти силы могут быть направлены в одну или другую сторону (см. рис. 11.12).

На рис. 11.12 показаны знаки усилий, возникающие в элементах связей покрытия при определенном направлении ветровой нагрузки, местных горизонтальных усилий, условных поперечных сил. Многие элементы связей могут быть сжаты или растянуты. В этом случае их сечение подбирается по худшему случаю — по гибкости для сжатых элементов связей.

Распорки в коньке верхнего пояса ферм (элемент *3* на рис. 11.12, *б*) обеспечивают устойчивость верхнего пояса из плоскости ферм как во время эксплуатации, так и при монтаже. В последнем случае они прикреплены только к одной поперечной связи и сечение их подбирается исходя из сжатия.

Растянутый нижний пояс ферм не может потерять устойчивость, и поэтому растяжки (элемент *4* на рис. 11.12, *в*) ставятся для уменьшения колебаний нижнего пояса во время эксплуатации цеха. В этот период уже имеются поперечные связи по двум торцам и растяжки работают только на растяжение.

Сечение раскосов крестовой решетки (см. рис. 11.12, *в*) подбирается по гибкости для растянутых элементов связей.

§ 4. ОСОБЕННОСТИ КОМПОНОВКИ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ ПРИ КОНВЕЙЕРНОМ МЕТОДЕ МОНТАЖА

В последнее время при строительстве больших по площади производственных зданий начал применяться конвейерный метод монтажа конструкций. На рельсовый путь, расположенный около строящегося цеха, устанавливаются тележки-платформы, которые периодически передвигаются с одной стоянки на другую, образуя своеобразный конвейер. На этих платформах собираются укрупненные блоки конструкций покрытия массой 30—60 т и затем целиком устанавливаются на заранее смонтированные колонны здания.

На каждой стоянке выполняются определенные операции сборки блоков: устанавливаются фермы, связи, фермы фонаря, прогоны, кровельный настил и т. д. На последнюю стоянку блок приходит полностью готовым: с рулонным ковром кровли, остеклением фонаря, окрашенным. Всего организуется 8—10 стоянок.

Готовый блок башенным краном подается на установщик, представляющий собой легкую конструкцию, похожую на мостовой кран, который может двигаться с помощью лебедки по подкрановым путям. Установщик транспортирует блок вдоль цеха до места установки.

Специфика конвейерного монтажа требует соответствующей компоновки конструкций покрытия. Ячейки шатра здания оформляются в виде жестких пространственных блоков. Основой блока являются подстропильные балки или фермы, при этом по каждому среднему ряду колонн имеются две подстропильные конструкции. Для обеспечения пространственной жесткости блока устанавливается система связей. Одно из решений схемы блока конструкций покрытия показано на рис. 11.15. Чтобы не иметь двух стропильных ферм на одной колонне, стропильные фермы сдвинуты внутрь блока на одну четверть шага колонны и опираются на подстропильные. Прогоны имеют длину, равную ширине блока. Применяются и другие компоновочные схемы блоков.

Конвейерный способ монтажа требует дополнительных затрат на устройство конвейера и установщика, приводит к некоторому увеличению

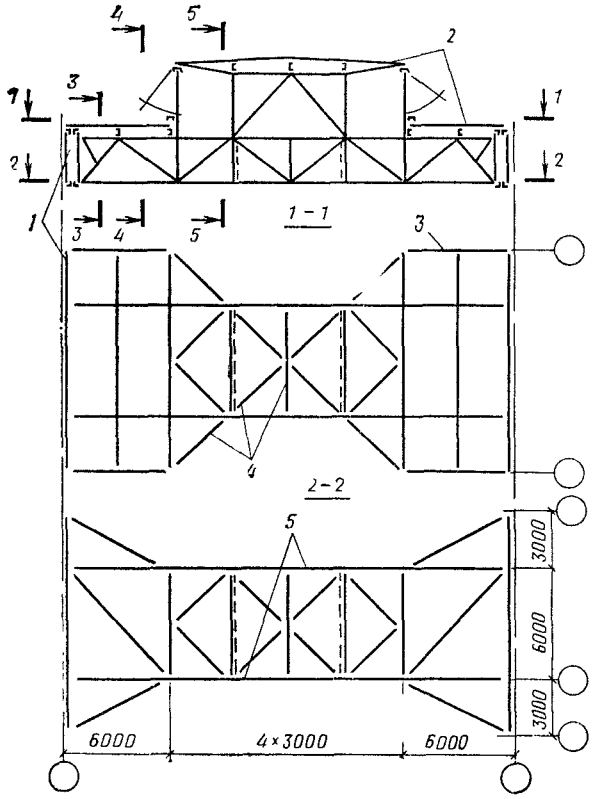


Рис. 11.15. Схема монтажного блока покрытия

1 — подстропильная ферма, 2 — профилированный настил, 3 — продольная балка, 4 — связи, 5 — стропильные фермы, 6 — прогон, 7 — подкос, 8 — фонарная панель

расхода металла. Однако резкое увеличение производительности труда на монтаже и сокращение сроков строительства обусловливают в конечном итоге экономический эффект применения этого способа. Практика применения и экономические расчеты показывают, что конвейерный способ монтажа становится рациональным для зданий с площадью кровли 30—50 тыс. м² и более.

При меньшей площади кровли часто целесообразен блочный метод монтажа, при котором блок (например, по рис. 11.15) собирается на неподвижном стенде и устанавливается в проектное положение краном.

§ 5. ФАХВЕРК И КОНСТРУКЦИИ ЗАПОЛНЕНИЯ ПРОЕМОВ

Фахверком называется система конструктивных элементов, служащих для поддержания стенового ограждения и восприятия (с последующей передачей на фундаменты и другие конструкции) ветровой нагрузки.

Фахверк устраивается для наружных стен (вдоль здания и торцовых), а также для внутренних стен и перегородок (рис. 11.16).

При самонесущих стенах, а также при панельных с длинами панелей, равными шагу колонн, необходимости в конструкциях фахверка нет.

При длине панелей, меньших шага колонн, устанавливаются стойки фахверка, и панели опираются на столики колонн и этих стоек (рис. 11.16, *а*). Сечения стоек фахверка — прокатные обычные и широкополочные, а также сварные двутавры, составные из швеллеров и сквозные из швеллеров (прокатных или гнутых) (рис. 11.16, *д*). Стойки опираются на фундамент и с помощью листового шарнира, передающего горизонтальные усилия, но не стесняющего вертикальные перемещения ферм, — на связи по нижним поясам ферм (рис. 11.16, *в*). Если по высоте есть горизонтальные площадки, то стойки опираются в горизонтальном направлении и на них. При стенах из малоразмерных элементов

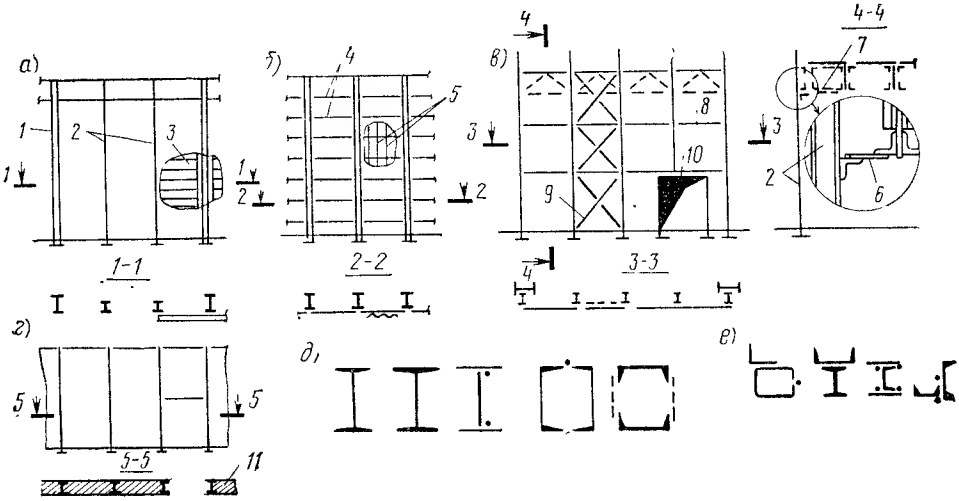


Рис. 11.16. Схемы конструкций фахверка и сечения его элементов

1 — колонны; *2* — стойки фахверка; *3* — стеновые панели; *4* — ригели фахверка; *5* — стеновые листы; *6* — листовой шарнир; *7* — связи по нижнему поясу ферм; *8* — горизонтальная распорка связей; *9* — вертикальные связи фахверка, *10* — надворотный ригель; *11* — кирпичная стена

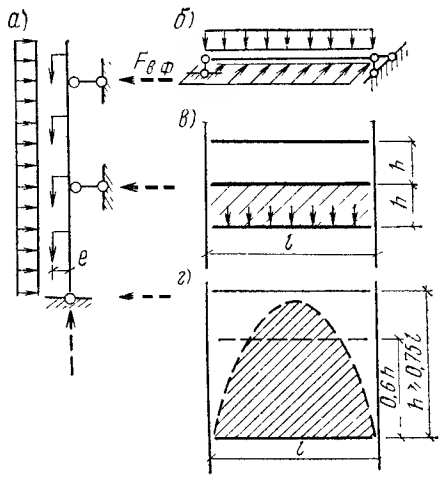


Рис. 11.17. К расчету элементов фахверка

(волнистые асбестоцементные, стальные, алюминиевые листы) кроме стоек предусматриваются ригели (рис. 11.16, *б*), к которым и крепятся стеновые листы. Ригели воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки (от веса стенового ограждения и ветровой нагрузки), и поэтому проектируются достаточно жесткими в обеих плоскостях. Сечения их составляются из уголков, листов, швеллеров, гнутых профилей (рис. 11.16, *е*).

В торцах здания обязательно устанавливаются стойки (см. рис. 11.16, *в*), а при малоразмерных листах ограждения и над большими проемами — ригели. В высоких цехах для обеспечения устойчивости стоек фахверка в плоскости стены ставятся распорки, которые крепятся к вертикальным связям.

Фахверк внутренних стен устраивается аналогично. Если внутренние стены кирпичные, то стойки и ригели фахверка располагаются в пределах толщины стены (рис. 11.16, *г*).

Стойки фахверка работают на внецентренное сжатие от эксцентрично приложенного веса стенового ограждения и ветровой нагрузки. Расчетная схема — это стойка с опорами внизу и в местах крепления к горизонтальным площадкам и связям (рис. 11.17, *а*). Опорная горизонтальная реакция $F_{вф}$ передается на связи по нижним поясам ферм (см. рис. 11.12).

Ригели фахверка работают как балки на косой изгиб (рис. 11.17, *б*). Вертикальная нагрузка собирается с участка, равного расстоянию ме-

жду ригелями (рис. 11.17, *в*). При стенах из блоков можно учесть, что образуются своды (рис. 11.17, *г*) и, если $h \geqslant 0{,}75\ l$, то при определении пролетного момента принимать нагрузку с высоты, равной 0,6 l. Опорные реакции ригеля при этом определяются от полной высоты h кладки над ригелем.

Оконные проемы заполняют, как правило, стальными остекленными переплетами. Переплеты для производственных зданий стандартизированы и применяются обычно вне зависимости от функционального назначения здания (исключение составляют некоторые специальные производства с повышенной агрессивностью среды, особыми требованиями в отношении чистоты внутрицеховой среды и т. п.).

Размеры переплетов и профили, из которых их изготовляют, регламентированы государственными стандартами. На основании этих документов разработаны типовые рабочие чертежи переплетов и механизмов открывания.

Переплеты устанавливают в оконные проемы, номинальные размеры которых должны быть кратными по ширине 1500 или 2000 мм (1, 1,5, 2, 3, 4 и 6 м) и кратными по высоте 1200 мм.

Размеры ворот производственных зданий также стандартизированы. Для автомобильного транспорта размеры проемов приняты 3×3 м, для железнодорожного транспорта —4,7×5,6 (больший размер по высоте). Размеры других транспортных проемов решаются индивидуально при проектировании объекта в зависимости от конкретных требований производственного процесса. Ворота имеют жесткий металлический каркас, к которому крепятся обшивка с утеплителем.

Глава 12. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

§ 1. ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА КАРКАСА ПОД НАГРУЗКОЙ И ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Пространственная многостержневая конструкция каркаса промышленного здания, воспринимающая и передающая на фундаменты все нагрузки и воздействия, при замене ее расчетными схемами расчленяется на плоские системы (поперечные рамы и продольные конструкции). Это приводит к погрешностям в определении усилий, которые при расчете стальных каркасов частично компенсируются приближенным учетом пространственной работы каркаса (см. гл. 12, § 3).

Расчетная схема поперечной рамы (рис. 12.1, *а*) — это многократно статически неопределимая сквозная система с жесткими узлами. Общепринято при легких фермах пренебрегать жесткостью узлов при определении усилий, считая их шарнирными (рис. 12.1, *б*). В дальнейшем жесткость узлов учитывается (не полностью) при определении расчетных длин стержней фермы. Исследования действительной работы поперечных рам показали, что такое приближение приводит к очень небольшим погрешностям в величине нормальных сил, действующих в стержнях фермы. Определение усилий в системе (см. рис. 12.1, *б*) не очень сложно, но уже в самом начале требует знания моментов инерции и площадей сечений всех стержней системы. Поэтому при расчете сквозные колонны и ферма заменяются сплошными эквивалентной жесткости. Полученная расчетная схема в зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной может быть с жесткими (рис. 12.1, *в*) или шарнирными (рис. 12.1, *г*) узлами. При небольших (до $^1/_8$) уклонах верхнего пояса ферм ригель принимается прямолинейным и располагается в уровне нижнего пояса ферм. При горизонтальных нагрузках и изгибающих моментах можно пренебречь весьма малыми углами поворота верхних узлов рамы, т. е. принять ригель бесконечно жестким (см. рис. 12.1, *д*, *е*). Это приближение сокращает число неизвестных (например: при схеме *д* — одно неизвестное, а при схеме *в* — три). Приближение не дает

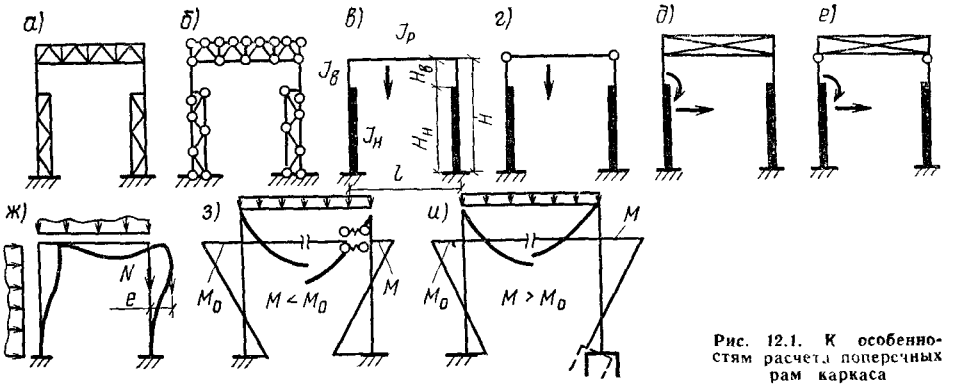


Рис. 12.1. К особенностям расчета поперечных рам каркаса

больших погрешностей, если отношение жесткости ригеля к жесткости стойки достаточно велико:

$$\left.\begin{aligned} k &\geqslant 6/\left(1+1{,}1\sqrt{\mu}\right); \\ k &= I_р H/I_н l; \quad \mu = I_н/I_в - 1, \end{aligned}\right\} \qquad (12.1)$$

где $I_н$, $I_в$, $I_р$ — моменты инерции нижней, верхней частей колонны и ригеля; l — пролет ригеля; H — высота колонны.

Таким образом, при расчете поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий используются упрощенные расчетные схемы (см. рис. 12.1, *в—е*), которые резко сокращают трудоемкость расчета и приводят к погрешностям, практически не влияющим на результаты расчета. Однако это возможно только при расчетах определенной конструктивной формы, соответствующей системам традиционных каркасов промышленных зданий.

Действительные усилия в элементах каркаса всегда отличаются от тех, которые определены даже по «точной» расчетной схеме (см. рис. 12.1, *а*). Это связано, во-первых, с методами расчета, принятыми в строительной механике, а во-вторых, с идеализированными условиями опирания поперечных рам и сопряжений ее элементов.

В настоящее время в строительной механике принят расчет по недеформируемой схеме. Например, если в колонне имеется нормальная сила (рис. 12.1, *ж*), то дополнительный момент, который возникает при небольшом смещении верхнего узла рамы, при определении усилий не учитывается. Имеются методы расчета систем по деформируемой схеме, при которых система канонических уравнений превращается в систему дифференциальных. Примеры использования этих методов для расчета систем, похожих на расчетные схемы поперечных рам, показали, что при нагрузках, близких к расчетным, использование недеформируемой схемы дает небольшие погрешности.

Значительно сильнее искажают характеры распределения усилий в системе и ее перемещения податливость фланцевых соединений ригеля с колонной (рис. 12.1, *з*) и поворот фундаментов при нагружении рамы (рис. 12.1, *и*). Поворот фундаментов уменьшает изгибающие моменты в нижней части колонны (при шарнирном опирании колонны момент равен нулю) и увеличивают в верхней. Податливость крепления ригеля к колонне увеличивает моменты в нижней и уменьшает в верхней части колонны. Имеются методы учета этих обстоятельств действительной работы, которые используются при уточненных проверочных расчетах (особенно при решении вопросов реконструкции промышленных цехов и проектировании усиления конструкций каркаса). При расчете рам новых зданий все обстоятельства действительной работы учитываются косвенно введением коэффициентов условий работы, спецификой определения усилий.

На рис. 12.2 показана конструктивная и расчетная схема однопролетной рамы с жестким защемлением ригеля в ступенчатых колоннах.

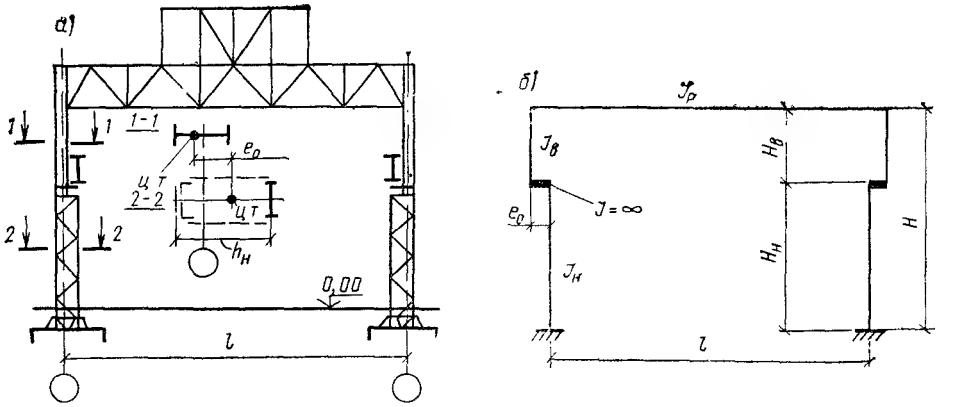


Рис. 12.2. Схемы однопролетной рамы

а — конструктивная, *б* — расчетная

Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах крайних рядов центры тяжести верхней и нижней части расположены не на одной оси, и поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн. Заделка стоек принимается на уровне низа базы, ось ригеля совмещается с нижним поясом стропильной фермы.

Чтобы определить размер уступа колонны, e_0 и моменты инерции сечений нижнего $I_н$ и верхнего $I_в$ участков колонны, а также ригеля $I_р$, нужно знать их сечения, которые на данной стадии проектирования неизвестны. Поэтому при установлении расчетной схемы рамы используют данные проектирования аналогичных сооружений или делают очень упрощенный предварительный расчет рамы с подбором сечений и на основе этого устанавливают требуемые величины. Такой подход возможен потому, что, как показывают проверочные расчеты, отклонение в соотношениях моментов инерции элементов рамы до 30 % мало сказывается на расчетных усилиях в раме, и только при большей разнице расчет ее нужно проверить заново.

По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны (с несимметричным сечением нижнего участка)

$$e_0 = (0{,}45 \ldots 0{,}55)\, h_н - 0{,}5 h_в, \qquad (12.2)$$

где $h_в$ и $h_н$ — соответственно высота сечений верхнего и нижнего участков колонны.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы (а не их абсолютные значения). Эти соотношения обычно можно принимать в пределах

$$I_н/I_в = 5 \ldots 10; \quad I_р/I_н = 2 \ldots 6.$$

Можно приближенно определить эти соотношения в зависимости от нагрузок и размеров рамы.

Момент инерции горизонтального участка (уступа) колонны принимается равным бесконечности. В многопролетных рамах (см. рис. 12.3, *а*) средние колонны значительно мощнее крайних, отношения моментов инерции нижнего участка средней колонны $I_{нс}$ и верхнего ее участка $I_{вс}$ к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

$$I_{нс}/I_в \begin{cases} 10 \ldots 30 \text{ — при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 20 \ldots 60 \text{ — при шаге внутренних колонн, вдвое большем, чем наружных;} \end{cases}$$

$$I_{вс}/I_в \begin{cases} 1{,}5 \ldots 3 \text{ — при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 2{,}5 \ldots 7 \text{ — при шаге внутренних колонн, вдвое большем, чем наружных.} \end{cases}$$

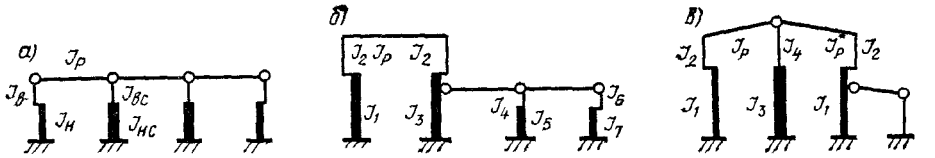


Рис. 12.3. Расчетные схемы многопролетных рам

В рамах сложной конфигурации для определения соотношений моментов инерции приходится делать упрощенный предварительный расчет.

В многопролетных зданиях, как правило, следует применять шарнирное сопряжение ригелей с колоннами (рис. 12.3, *а*). В зданиях с тяжелым режимом работы и тяжелыми кранами, а также при сложной конфигурации многопролетных рам наиболее высокие пролеты делают с жестким сопряжением с колоннами, а остальные — с шарнирным (рис. 12.3, *б*, *в*).

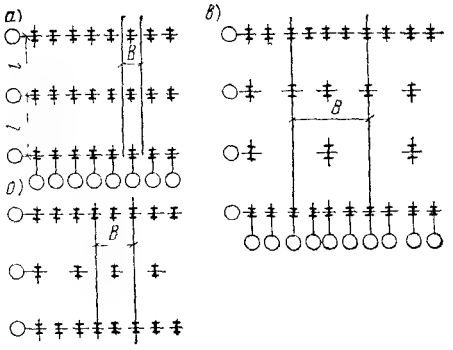


Рис. 12.4. Схемы расчетных блоков (*B* — ширина блока)

В продольном направлении в расчетную схему рамы включается вырезанная двумя параллельными плоскостями ячейка здания (расчетный блок шириной *B*). При одинаковом шаге колонн по наружным и внутренним рядам (и в однопролетных зданиях) ширина блока *B* равна этому шагу (рис. 12.4, *а*). Если шаг колонн по внутренним рядам постоянный, но больше шага колонн по наружным рядам, то ширина *B* будет равна шагу колонн по внутренним рядам (рис. 12.4, *б*). При разных шагах колонн по разным рядам расчетный блок назначается по ряду с наибольшим шагом (рис. 12.4, *в*).

Расчетные блоки приводятся к плоской расчетной схеме суммированием жесткостей колонн по каждому ряду в пределах расчетного блока и с учетом всех нагрузок, действующих на конструкции в пределах блока.

§ 2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА РАМУ

На поперечную раму цеха действуют постоянные нагрузки — от веса ограждающих и несущих конструкций здания, временные — технологические (от мостовых кранов, подвесного транспорта, рабочих площадок и т. п.), а также атмосферные (воздействие снега, ветра). В некоторых случаях приходится учитывать особые нагрузки, вызываемые сейсмическими воздействиями, просадкой опор, аварийными нарушениями технологического процесса и др.

1. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки на ригель рамы обычно принимают равномерно распределенными по длине ригеля (рис. 12.5).

Величину расчетной постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия $g_{кр}$ удобно определять в табличной форме (см. пример).

В распределенную поверхностную нагрузку включаются нагрузки от всех слоев кровли, конструкций фермы, фонаря, связей с соответствующими коэффициентами перегрузки. Линейная распределенная нагрузка на ригель собирается с площади A_1 (рис. 12.5).

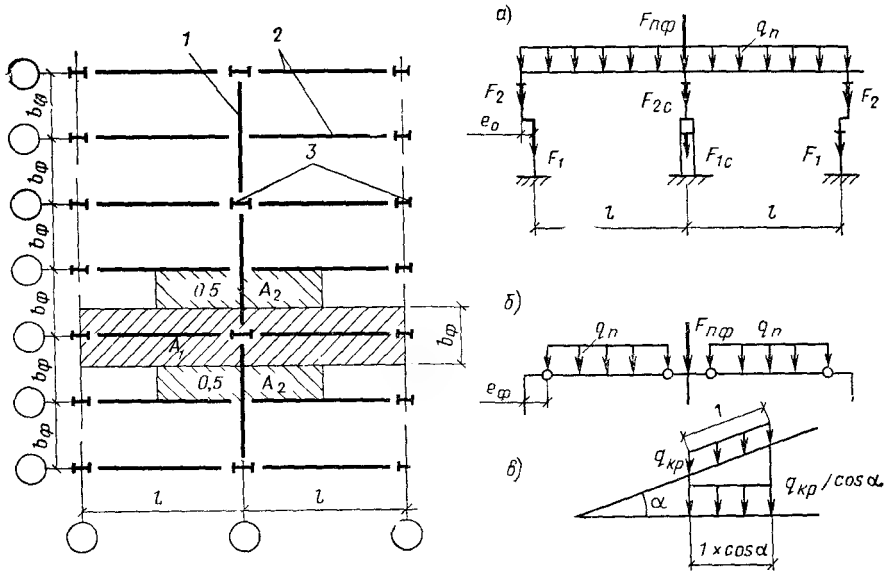


Рис. 12.5 Расчетные схемы рам при расчете на постоянные нагрузки

1 — подстропильная ферма, *2* — стропильные фермы, *3* — колонны

При подсчете линейной нагрузки на ригель $q_п$ (см. рис. 12.5, *а*, *б*) нужно спроектировать $q_{кр}$ на горизонтальную поверхность (см. рис. 12.5, *в*) и собрать с ширины, равной шагу стропильных ферм $b_ф$. Таким образом,

$$q_п = g_{кр}\, b_ф/\cos\alpha. \qquad (12.3)$$

При шарнирном сопряжении ригеля с колонной нужно учесть внецентренность опирания фермы на колонну (см. рис. 12.5, *б*), из-за которой возникает сосредоточенный момент, равный произведению опорной реакции фермы на эксцентриситет $e_ф$. При наличии подстропильных ферм на колонны передаются еще сосредоточенные силы $F_{пф}$, равные опорным реакциям подстропильных ферм. Сила $F_{пф}$ равна весу покрытия на площади A_2 (рис. 12.5).

Остальные постоянные нагрузки собирают в сосредоточенные силы, условно приложенные к низу подкрановой и надкрановой части колонны по оси сечения. Сила F_1 включает в себя собственный вес нижней части колонны и нагрузку от стен на участке от низа рамы до уступа колонны (если стена не самонесущая); аналогично сила F_2 включает в себя вес верхней части колонны и вес подвесных стен выше уступа; силы F_{1c} и F_{2c} равны весу нижней и верхней частей средней колонны. При этом моменты, возникающие от веса стен, в расчете не учитываются.

Собственная масса конструктивных элементов стальных каркасов производственных зданий может быть ориентировочно определена по табл. 12.1, составленной на основе анализа запроектированных зданий.

Таблица 12.1. Расход стали на производственные здания общего назначения

Грузоподъемность мостовых кранов, т	Расход стали, кг/м² здания			
	шатер	колонны	подкрановые балки	всего
До 100	30—45	25—60	20—60	80—150
125—250	30—45	55—90	40—100	140—250
Двухъярусное расположение кранов	30—45	80—100	70—160	220—300

Собственный вес подкрановых балок (и полезная нагрузка на тормозных площадках) обычно условно учитываются при подсчете временных нагрузок от мостовых кранов.

2. Временные нагрузки

Нагрузки от мостовых кранов. При движении колеса мостового крана на крановый рельс передаются силы трех направлениий (рис. 12.6, *а*).

Вертикальная сила $F_к$ зависит от веса крана, веса груза на крюке крана, положения тележки на крановом мосту. Сила $F_к$ динамическая, так как из-за ударов колеса о рельс, рывков при подъеме груза возникают вертикальные инерционные силы, суммирующиеся со статической составляющей. У мостовых кранов не менее четырех колес, и, следовательно, опирание крана на рельсы статически неопределимо. При движении крана происходит перераспределение вертикальных сил между колесами, движущимися по рельсу с одной стороны крана. Динамические воздействия колес крана, а также перераспределение усилий между колесами с одной стороны крана учитываются при расчете подкрановых балок (см. гл. 15, § 1), а при расчете рам вертикальная составляющая считается квазистатической и одинаковой для всех колес с одной стороны крана (небольшая разница может быть за счет смещения центра тяжести механизмов передвижения и кабины). Наибольшее вертикальное нормативное усилие $F_{к\,max}$ определяется при крайнем положении тележки крана на мосту с грузом на крюке крана, масса которого равна грузоподъемности крана Q (рис. 12.6, *б*). $F_{кmax}$ указана в стандартах на краны (см. прил. 1) или в паспортах кранов.

Горизонтальная сила $T_к$, расположенная в плоскости поперечной рамы, возникает из-за перекосов крана, торможения тележки, распирающего воздействия колес при движении по рельсам, расстояние между которыми несколько меньше пролета крана и т. п. Нормативное значение силы $T_к^н$, передаваемой на поперечную раму, определяется по формулам:

$$\left.\begin{array}{l}\text{для кранов с гибким подвесом груза}\\ \qquad T_к^н = 0{,}05\,(9{,}8Q + G_т)/n_0;\\ \text{то же, с жестким}\\ \qquad T_к^н = 0{,}1\,(9{,}8Q + G_т)/n_0,\end{array}\right\} \qquad (12.4)$$

где Q — номинальная грузоподъемность крана, т; $G_т$ — вес тележки, кН, n_0 — число колес с одной стороны крана.

Сила T может быть направлена внутрь пролета или из пролета и приложена к любому ряду колонн.

Продольная сила $F_{кп}$ возникает от трения колес о рельс и от сил торможения крана. Нормативная сила, направленная вдоль пути, принимается равной 0,1 нормативной вертикальной нагрузки на тормозные колеса крана рассматриваемой стороны крана (обычно половина колес с каждой стороны крана — тормозные).

Для крановой нагрузки установлен коэффициент перегрузки (надежности по нагрузке) $n = 1{,}1$.

Вертикальная нагрузка на подкрановые балки и колонны определяется от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов (при любом числе кранов на одном ярусе пролета). В многопролетных цехах в одном створе рассматривается воздействие не более четырех кранов (по 2 в разных пролетах). Горизонтальная нагрузка учитывается не более чем от двух кранов, расположенных на одних путях или в разных пролетах. Эти условности связаны с тем, что вероятность совпадения нормативных нагрузок от нескольких кранов очень мала. Вероятность

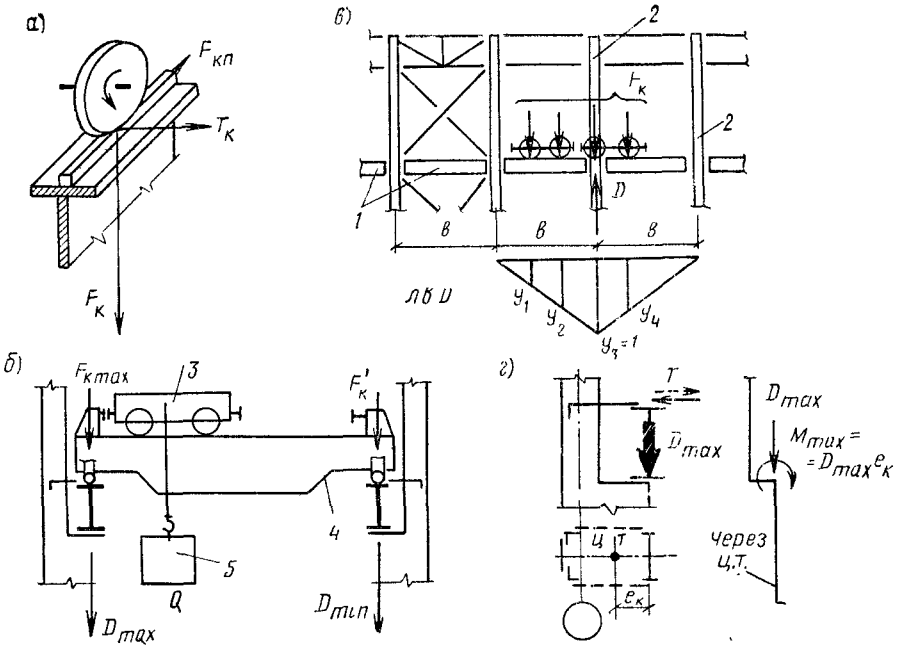


Рис. 12.6. К определению нагрузок на раму от мостовых кранов

1 — подкрановые балки; *2* — колонны, *3* — тележка крана; *4* — крановый мост; *5* — груз

зависит от того, насколько часто краны поднимают большие грузы, масса которых близка к грузоподъемности, и поэтому связана с режимом работы кранов. Разная вероятность совпадения нормативных нагрузок от разных кранов учитывается в расчете введением коэффициента сочетаний n_c, равного при учете нагрузок от двух кранов весьма тяжелого *ВТ* и тяжелого *Т* режимов работы 0,95, среднего *С* и легкого *Л* режимов — 0,85, а при учете от четырех кранов—соответственно 0,8 и 0,7.

Расчетное усилие D_{max}, передаваемое на колонну колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций (л. в. *D*) подкрановых балок (рис. 12.6, *в*): при наиневыгоднейшем расположении кранов на балках

$$D_{max} = nn_c \Sigma F_{кmax} y + nG_н + ng^н b_т b, \qquad (12.5)$$

где n, n_c — коэффициенты перегрузки и сочетаний; $F_{кmax}$ — нормативное вертикальное усилие колеса; y — ордината линии влияния; $G_н$ — нормативный вес подкрановых конструкций (условно включаемый во временную нагрузку); $g^н$ — полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке (1,5 кН/м²); $b_т$ — ширина тормозной площадки; b — шаг колонн.

На другой ряд колонны также будут передаваться усилия, но значительно меньшие (рис. 12.6, *б*). Силу D_{min} можно определить, если заменить в формуле (12.5) $F_{кmax}$ на $F'_к$, т. е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана, кН:

$$F'_к = (9{,}8Q + Q_к)/n_0 - F_{кmax}, \qquad (12.6)$$

где Q — грузоподъемность крана, т; $Q_к$ — масса крана с тележкой, кН; n_0 — число колес с одной стороны крана.

Силы D_{max}, D_{min} приложены по оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колоны, но и передают на нее изгибающие моменты (рис. 12.6, *г*):

$$M_{max} = D_{max} e_к; \quad M_{min} = D_{min} e_к, \qquad (12.7)$$

где $e_к$ — расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

Расчетная горизонтальная сила T, передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил $T_к$, определяется при том же положении мостовых кранов, т. е.

$$T = nn_c \Sigma T_к^н y. \qquad (12.8)$$

Эта сила приложена к раме в уровне верха подкрановой балки (см. рис. 12.6, *г*).

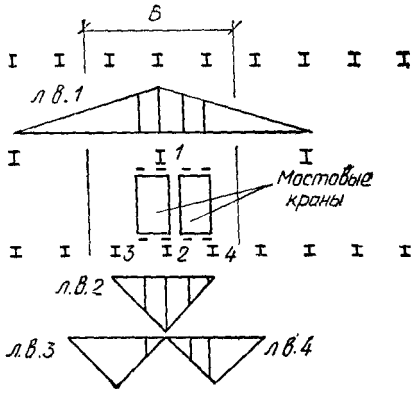


Рис. 12.7. К определению нагрузок от мостовых кранов в многопролетных цехах

В многопролетных цехах при определении нагрузок от мостовых кранов нужно учитывать, что при определенном положении мостовых кранов могут быть загружены несколько колонн, входящих в расчетный блок. Например, при схеме на рис. 12.7 крановая нагрузка передается на три колонны крайнего ряда *2*, *3*, *4*, включенных в расчетный блок, и при определении силы $\Sigma_y = n_0$. По среднему ряду только одна колонна (*1*), входящая в расчетный блок, воспринимает нагрузку, и $\Sigma_y \neq n_0$.

Снеговая нагрузка. Расчетная линейная нагрузка на ригель рамы от снега $q_{сн}$ определяется по формуле

$$q_{сн} = nсp_0 b_ф, \qquad (12.9)$$

где p_0 — вес снегового покрова на земле, зависящий от района строительства и определяемый по СНиП; c — коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м² проекции кровли, равный при уклоне $\alpha \leqslant 25°$ единице; $b_ф$ — шаг ферм; n — коэффициент перегрузки.

Коэффициент перегрузки зависит от отношения нормативного собственного веса покрытия $g_{кр}^н$ к весу снегового покрова p_0:

$g_{кр}^н/p_0$	$\geqslant 1$	0,8	0,6	0,4
n	1,4	1,5	1,55	1,6

Значения n при промежуточных отношениях $g_{кр}^н/p_0$ принимаются по линейной интерполяции.

При сильных ветрах часть снега сносится с покрытия, и поэтому при строительстве в районах с сильными зимними ветрами расчетная снеговая нагрузка может быть снижена. Также снижается нагрузка на покрытия зданий с неутепленной кровлей и уклоном для отвода талой воды при избыточных тепловыделениях (по СНиП II-6-74).

Схемы рам при расчете на снеговую нагрузку подобны схемам на рис. 12.5.

Ветровая нагрузка. В связи с тем что скорость ветра достаточно резко меняется, эта нагрузка воздействует динамически, но в низких широких зданиях не появляются колебания от ветра и для них рассматривается только статическая составляющая, связанная с разницей давлений внутри помещения и снаружи у стеновых (или кровельных) ограждений. Для высоких и узких зданий (высота более 36 м, отношение высоты к пролету более 1,5) учитывается динамическое воздействие ветра.

Давление ветра на высоте 10 м над поверхностью земли в открытой местности, называемое скоростным напором ветра g_0, зависит от района строительства. Ветровая нагрузка меняется по высоте, но в нормах принято, что до высоты 10 м от поверхности земли скоростной напор не меняется. Он принят за нормативный, а увеличение его при большей высоте учитывается коэффициентами k, разными при разной высоте и при разных защищенностях от ветра проектируемого здания (прил. 3).

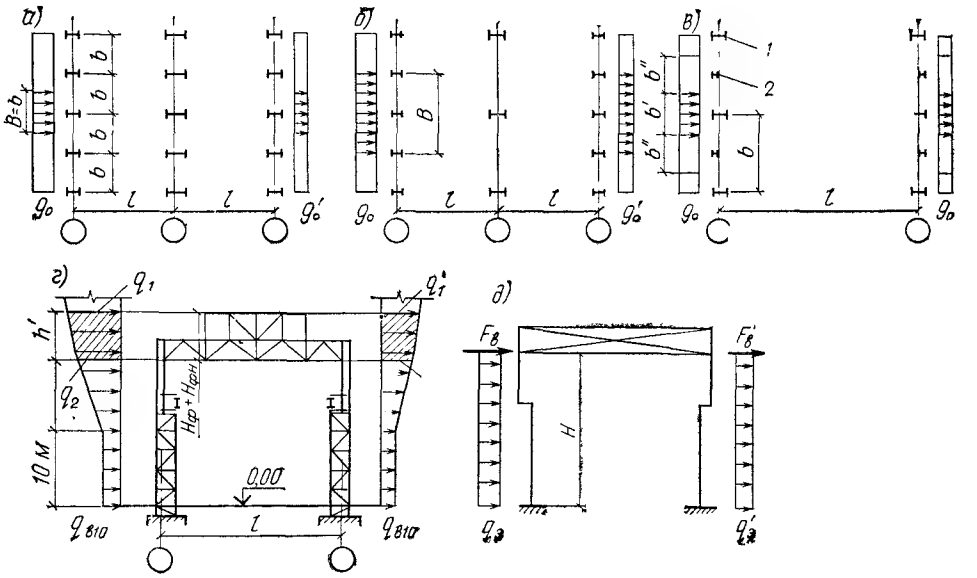


Рис. 12.8. Схема ветровой нагрузки на раму

1 — колонна; *2* — стойка фахверка

За зданием (по направлению ветра) возникает зона пониженного давления и появляются поверхностная нагрузка g_0' (отсос), направленная так же, как и нагрузка g_0.

Условия обтекания ветром учитываются аэродинамическими коэффициентами c, указанными в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Таким образом, расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в какой-то точке по высоте при отсутствии продольного фахверка, определяется по формуле

$$q_в = ng_0 kcB, \tag{12.10}$$

где g_0 — нормативный скоростной напор ветра, принимаемый по СНиП II-6-74 (для некоторых городов значения g_0 приведены в прил. 2); k — коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями (см. прил. 3); c — аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности. Для вертикальных стен $c=0{,}8$ с наветренной стороны и $c=0{,}6$ для отсоса; n — коэффициент перегрузки, который для зданий равен 1.2; B — ширина расчетного блока.

В однопролетных зданиях, а также в многопролетных с одинаковым шагом колонн по всем рядам ширина B равна шагу рам b (рис. 12.8, *а*).

Ширина расчетного блока для многопролетного здания с разным шагом колонн по рядам, а также при наличии стоек фахверка показана на рис. 12.8, *б*, *в*.

Схема изменения ветровой нагрузки по высоте для однопролетного здания показана на рис. 12.8, *г*. Для удобства расчета фактическую линейную нагрузку (в виде ломаной прямой) можно заменить эквивалентной $q_э$, равномерно распределенной по всей высоте. Если принять, что моменты в заделке консоли, равной по длине высоте рамы от эквивалентной и фактической нагрузки, равны, то эквивалентные нагрузки активного давления и отсоса определяются по формулам:

$$q_э = q_{в10}\,\alpha; \quad q_э' = q_{в10}'\,\alpha, \tag{12.11}$$

где $q_{в10}$ — расчетная ветровая нагрузка на высоте 10 м; α — коэффициент (при $H \leqslant 10$ м — 1, 15 м — 1,04; 20 м — 1,1; 25 м — 1,17; 30 м — 1,23; 35 м — 1,29).

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа ригеля рамы. Величина этой силы от активного

давления $F_в$ и отсоса $F'_в$ показана на рис. 12.8, *г* (заштрихованная часть площади эпюры):

$$F_в = (q_1 + q_2)\,h'/2; \quad F'_в = (q'_1 + q'_2)\,h'/2. \qquad (12.12)$$

Расчетная схема рамы однопролетного здания при действии ветровой нагрузки показана на рис. 12.8, *д*. Направление ветра может быть как в одну, так и в другую сторону.

В многопролетных зданиях одинаковой высоты активное давление и отсос на наружные стойки определяют точно так же; в зданиях более сложной конфигурации или с продольным фахверком учитываются конкретные условия ветрового воздействия.

Например, при наличии стоек продольного фахверка (см. рис. 12.8, *в*) на раму воздействует линейная нагрузка $q_в$, собираемая с ширины b', а нагрузка с ширины b'' передается стойками фахверка частично на фундамент, а частично в виде сосредоточенной силы на рамы в верхних их узлах.

3. Прочие нагрузки

Кроме рассмотренных выше нагрузок, которые присущи всем промышленным зданиям с мостовыми кранами, в некоторых случаях при расчете рамы приходится учитывать и другие нагрузки, связанные со спецификой условий эксплуатации проектируемого объекта. Сюда относятся прежде всего различные нагрузки от веса конструкций и рабочих площадок, нагрузки от консольных и подвесных кранов или тельферов, иногда специальные нагрузки, возникающие при ремонте или ревизии технологического оборудования. Для промышленных зданий, строящихся в районах, подверженных землетрясениям, необходимо учитывать сейсмические воздействия.

При расчете поперечных рам в ряде случаев учитываются климатические и технологические температурные воздействия.

§ 3. УЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА ПРИ РАСЧЕТЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Смещения рам, входящих в систему каркаса, отличаются от смещений отдельно стоящих рам, нагруженных так же. Продольные элементы (связи, тормозные конструкции, кровля) для загруженной рамы являются горизонтальными упругими опорами, воспринимают часть нагрузки и передают ее на соседние рамы (рис. 12.9, *а, б*). В результате этого горизонтальные смещения рамы становятся меньше. Смещение рамы, входящей в систему каркаса $\Delta_{пр}$, можно определить как долю смещения отдельной плоской рамы Δ, т. е.

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр}\,\Delta, \qquad (12.13)$$

где $\alpha_{пр}$ — коэффициент пространственной работы.

Горизонтальные элементы, обеспечивающие перераспределение нагрузки, можно представить в виде балки, опорами для которой будут поперечные рамы (рис. 12.9, *в*). Балка нагружена силой $F_э$, т. е. силой, вызывающей такое же смещение Δ одиночной рамы, что и заданная нагрузка F, но приложенной в уровне горизонтальных элементов. Под влиянием силы $F_э$ балка будет изгибаться. Опоры балки (поперечные рамы) обладают упругой податливостью. Вид изогнутой оси балки зависит от ее жесткости $EI_г$, и при $EI_г = \infty$ балка не будет изгибаться, а переместится параллельно самой себе (рис. 12.9, *г*). Если же сила $F_э$ приложена не посередине длины балки, то балка при $EI_г = \infty$ будет не только поступательно перемещаться, но и поворачиваться (рис. 12.9, *д*). Жесткость балки складывается из жесткостей всех элементов, обеспечивающих пространственную работу. Существенное значение имеет конст-

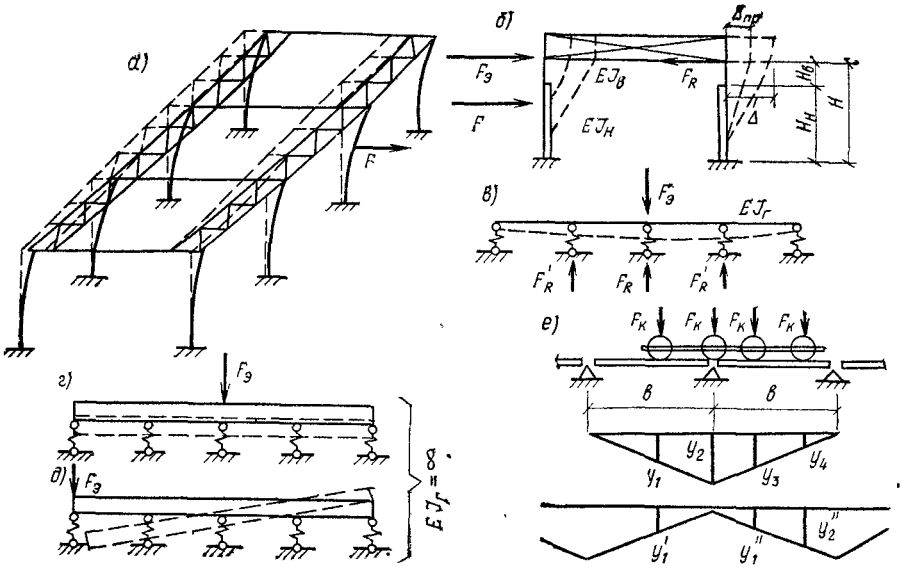


Рис. 12.9. К учету пространственной работы каркаса

рукция кровли. Если кровля мало податлива (например, при железобетонных панелях, приваренных к верхним поясам ферм), то жесткость балки можно считать бесконечной, т. е. кровлю «жесткой». Если же кровля выполнена из мелкоразмерных элементов, то она не может воспринимать значительные горизонтальные нагрузки и передача усилий обеспечивается главным образом горизонтальными продольными связями по нижнему поясу ферм, а участие в работе кровли не учитывается. Такие предпосылки приводят к двум разным подходам при определении $\alpha_{пр}$ в одно-двухпролетных каркасах.

1. Пространственная работа каркаса при отсутствии жесткой кровли

Исследования показали, что в этом случае в работу вовлекается 5—6 рам вместе с загруженной и для определения $\alpha_{пр}$ с достаточной точностью можно рассмотреть пятиопорную неразрезную балку на упругосмещающихся опорах (см. рис. 12.9, *в*). Реакция в опоре, соответствующей загруженной раме F_R, зависит от соотношения жесткости самой опоры и жесткости балки (связей), т. е. от высоты колонны H, соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей ступенчатой колонны, шага поперечных рам b и суммарной жесткости горизонтальных элементов, перераспределяющих усилия. Отношение реакции опоры к эквивалентной силе $F_R/F_э = \alpha$ может быть определено по табл. 12.2 в зависимости от параметра β.

Таблица 12.2. Таблица коэффициентов α и α' для блока из пяти рам с одноступенчатыми колоннами

β	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0;58	0,56	0,46
α'	—0,2	—0,22	—0,24	—0,25	—0,25	—0,26	—0,26	—0,26	—0,25

Параметр β определяется по формуле

$$\beta = b^3 \Sigma I_н d / H^3 \Sigma I_г, \qquad (12.14)$$

где b — шаг поперечных рам; H — высота колонны; $I_н$ — момент инерции нижней части колонны; d — коэффициент приведения ступенчатой колонны к колонне постоянного сечения, эквивалентной по смещению; $I_г$ — момент инерции горизонтальных элементов.

Если колонны поперечной рамы одинаковые, то d может быть вынесено за знак суммы, отношение $\Sigma I_н/\Sigma I_г$ принято при обычных конструкциях каркаса равным 0,5—0,25, а коэффициент $d=1/c$ при шарнирном сопряжении ригеля с колонной или $d=1/k$ при жестком (c, k—см. табл. 12.3).

Коэффициентом α учитывается загружение лишь одной рамы блока; в действительности же вертикальные и горизонтальные нагрузки от крана, расположенного невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на рамы, смежные с ней. При этом уменьшается величина упругого отпора связей, нагружается рассчитываемая рама.

Обычно достаточно учесть влияние нагрузки на две смежные рамы по отношению к средней рассматриваемой раме данного блока. Значения $F'_э$ и $F''_э$, отвечающие загружению смежных рам, можно определить исходя из соотношений нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней (рис. 12.9, *е*):

$$F'_э = (\Sigma y'/\Sigma y)\, F_э \text{ и } F''_э = (\Sigma y''/\Sigma y)\, F_э. \qquad (12.15)$$

В табл. 12.2 даны значения коэффициентов α', которые учитывают влияние на рассчитываемую раму частичного загружения крановой нагрузкой смежных рам.

Полная величина упругого отпора для рассчитываемой рамы

$$F_R = \alpha F_э + \alpha' (F'_э + F''_э). \qquad (12.16)$$

Учитывая, что при одинаковых усилиях колес крана (число колес n_0)

$$F'_э + F''_э = F_э (\Sigma y' + \Sigma y'')/\Sigma y = F_э (n_0 - \Sigma y)/\Sigma y = (n_0/\Sigma y - 1) F_э$$

(см. рис. 12.9, *е*) и $\Delta_{пр} = \delta_{11}(F_э - F_R)$, где δ_{11} — смещение рамы от силы $F_э = 1$, коэффициент $\alpha_{пр}$ будет равен:

$$\alpha_{пр} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0/\Sigma y - 1), \qquad (12.17)$$

где α, α′ — коэффициенты по табл. 12.2; n_0 — число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; Σ_y — сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Смещение рамы с учетом пространственной работы определяется по формуле (12.13).

2. Пространственная работа каркаса при жесткой кровле

Наибольшее смещение рамы при жесткой кровле будет, если сила $F_э$ от крановой нагрузки приложена к крайней раме каркаса (см. рис. 12.9, *d*). Учитывая, что крайняя рама загружена меньше, чем остальные, коэффициент $\alpha_{пр}$ определяется для второй рамы от края температурного блока (рис. 12.10). Если силу $F_э$ заменить силой, равной по величине, но приложенной посередине блока, и моментом M, равным $F_э\, a_2/2$, то отпоры при поступательном перемещении F'_R будут равны $F_э/n$ (n—число рам в блоке), а отпоры от поворота F'_{Ri} можно определить из уравнения равновесия

$$M = F_э\, a_2/2 = \Sigma F''_{Ri}\, a_i. \qquad (12.18)$$

Учитывая, что $F''_{R2}/F''_{Ri} = a_2/a_i$, отпор второй от торца рамы от поворота можно вычислить по формуле

$$F''_{R2} = F_э\, a_2^2/2\Sigma a_i^2. \qquad (12.19)$$

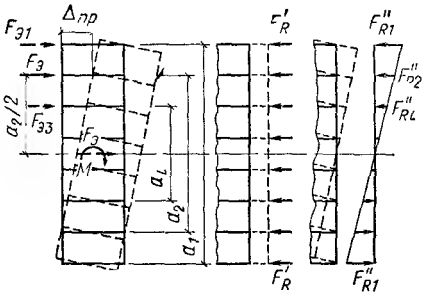


Рис. 12.10. Смещения диска при жесткой кровле и реакции рам

Суммарный упругий отпор второй рамы от поступательного смещения и поворота с учетом загружения соседних рам силами $F_{э1}$ и $F_{э3}$ будет равен:

$$F_{R2} = F_э\left(1/n + a_2^2/2\Sigma a_i^2\right) + F_{э1}\left(1/n + a_1^2/2\Sigma a_i^2\right) + F_{э3}\left(1/n + a_3^2/2\Sigma a_i^2\right). \quad (12.20)$$

С небольшой погрешностью влияние загружения соседних рам можно учесть так же, как и в случае отсутствия жесткой кровли, т. е. определять $\alpha_{пр}$ по формуле

$$\alpha_{пр} = n_0\left(1/n + a_2^2/2\Sigma a_i^2\right)/\Sigma y, \quad (12.21)$$

где n — число рам в блоке; a_i — расстояния между симметрично расположенными относительно середины блока рамами (a_2 — вторыми от торцов); n_0 — число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; Σy — сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

3. Пространственная работа каркаса многопролетных рам

В многопролетных рамах (при числе пролетов более двух) смещения рам от горизонтальных и вертикальных нагрузок значительно меньше, чем в однопролетных.

Учитывая пространственную работу, можно считать, что верх всех колонн, входящих в расчетный блок, при наличии горизонтальных связей смещается одинаково при любой кровле.

При большом числе пролетов (4—5) нагрузки от ветра и от мостовых кранов, воздействующие на некоторые колонны расчетного блока, воспринимаются бо́льшим числом колонн Поэтому верхние концы колонн, на которые воздействуют эти нагрузки, можно считать несмещаемыми.

§ 4. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ РАМЫ

В связи с тем что для разных элементов, для разных их сечений наибольшие расчетные усилия можно получать при разных сочетаниях временных нагрузок, определять усилия M, N, Q в элементах рамы приходится отдельно от каждой из нагрузок, приложенных к раме.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, входящего в пространственную систему, и с введением некоторых упрощений, не приводящих к большим погрешностям (см. гл. 12, § 1).

Однопролетные и многопролетные рамы с одинаковой высотой пролетов обычно рассчитываются методом перемещений, а многопролетные сложного профиля — методом сил. В настоящее время расчет рам, как правило, производится с использованием ЭВМ.

1. Последовательность статического расчета рамы и реализация ее при различных нагрузках

1. По конструктивной схеме выбрать расчетную схему и обосновать ее (см. гл. 12, § 1). Задать жесткости элементов (или их соотношение).

2. Выбрать метод расчета и основную систему.

3. Для основной системы построить эпюры M_i от единичных неизвестных (один раз для всех нагрузок) и эпюры M_p от данной нагрузки. При построении эпюр можно для стоек постоянного сечения и ступен-

чатых воспользоваться готовыми формулами (табл. 12.3), таблицами численных значений (табл. 12.4), графиками.

4. Составить канонические уравнения метода перемещений или метода сил и найти их коэффициенты. Например, при одном известном:

$$\left.\begin{aligned} &r_{11}\Delta_1 + r_{1p} = 0 \text{ (метод перемещений);} \\ &\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0 \text{ (метод сил).} \end{aligned}\right\} \qquad (12.22)$$

5. Решить канонические уравнения, найдя неизвестные для плоской отдельной рамы.

6. Учесть пространственную работу каркаса. При использовании метода перемещений коэффициенты $\alpha_{пр}$ вычисляются по формулам (12.17) и (12.21), а перемещения — по формуле (12.13). При расчете методом сил $X_{пр} = X - X_R$, где X—неизвестное, определенное для плоской рамы, X_R — реакция упругого отпора по направлению неизвестного X.

7. Построить эпюры M, Q, N, значения которых S во всех характерных сечениях рамы определяются как

$$S = S_p + \Sigma S_i X_{пр i}, \qquad (12.23)$$

где S_p — усилие в сечении основной системы от нагрузки; S_i — усилие в основной системе от i-го единичного неизвестного, $X_{пр i}$ — i-е неизвестное, определенное с учетом пространственной работы (для нагрузок, воздействующих на все рамы каркаса, $X_{пр} = X$, т. е. неизвестному, определенному для плоской отдельной рамы).

8. Проверить правильность построения эпюр.

При реализации этой последовательности нужно учитывать некоторые особенности расчета при различных воздействиях.

А. Расчет рам на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю. При расчете рам на вертикальные нагрузки, непосредственно приложенные к ригелю (постоянная, снеговая), нельзя пренебрегать упругими деформациями ригеля, ибо это может привести к существенным ошибкам в значениях расчетных усилий в колоннах.

Сквозной ригель заменяется условным сплошным с эквивалентной жесткостью, момент инерции которого можно определить приближенно по формуле

$$I_p = \left(A_{вп} z_в^2 + A_{нп} z_н^2\right)\mu, \qquad (12.24)$$

где $A_{вп}$, $A_{нп}$ — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы посередине пролета; $z_в$, $z_н$ — расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси ригеля в сечении посередине его пролета; μ — коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки. При уклоне $^1/_8$ $\mu = 0{,}7$; $^1/_{10}$ $\mu = 0{,}8$; без уклона $\mu = 0{,}9$.

При симметричных однопролетных рамах с симметричными нагрузками горизонтальное смещение верхних узлов Δ равно нулю и единственное неизвестное при жестком сопряжении ригеля с колонной — угол поворота верхнего узла рамы φ (см. рис. 12.13).

Если расстояние между осями верхней и нижней части колонны $e \geqslant 0{,}5\ h_в$, то нужно учесть возникающие вследствие этого дополнительные моменты.

При шарнирном сопряжении ригеля с колоннами ригель рассчитывают как обычную ферму, свободно лежащую на опорах. Моменты возникают только в колоннах вследствие несовпадения осей верхней и нижней частей колонны и эксцентрицитета приложения опорной реакции фермы.

Б. Расчет рам с бесконечно жесткими ($EI = \infty$) ригелями на нагрузки, приложенные к стойкам. За основную систему при расчете рамы методом перемещений принимается рама, которая условно закрепляется от бокового смещения (см. рис. 12,18, *а*). И при шарнирном, и при жестком сопряжении ригеля с колонной в однопролетном здании (и в многопролетных с ригелями на одном уровне) одно неизвестное Δ (смещение верхнего узла). При вычислении грузового члена канонического уравнения r_{1p} (по формуле 12.22) для ветровой нагрузки нужно учесть силы $F_в$ и $F'_в$ (см. рис. 12.8), передающиеся непосредственно на условную опору. В расчете на нагрузки, приложенные не ко всем рамам

Таблица 12.3. Формулы для определения реакций F_{RB} и M_{RB} в ступенчатых стойках

При шарнирном и жестком опирании стойки:

$$\alpha=H_b/H;\ \lambda=m/H;\ \mu=I_н/I_в-1;\ c=1+\alpha^3\mu;\ g=\alpha+\lambda;\ l=1-\lambda;\ n=1+\alpha^4\mu;$$
$$s=1+\lambda;\ p=2+\lambda;\ t=\alpha-\lambda;\ u=2\alpha+\lambda$$

Только при жестком:

$$a=1+\alpha\mu;\ b=1+\alpha^2\mu;\ k=4ac-3b^2$$

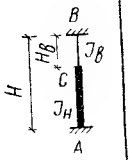
Схема загружения			
		$F_{RB}=3EI_н/H^3c$	$F_{RB}=12aEI_н/H^3k$ $M_{RB}=-6bEI_н/H^2k$
		$F_{RB}=0$	$F_{RB}=-6bEI_н/H^2k$ $M_{RB}=4cEI_н/Hk$
	$\lambda<\alpha$	$F_{RB}=-[3M(l^2+\mu gt)]/2Hc$	$F_{RB}=M[6l(b-as)+6\mu t(b-ag)]/Hk$ $M_{RB}=M[l(3bs-4c)+\mu t(3bg-4c)]/k$
	$\lambda\geqslant\alpha$	$F_{RB}=-3Mls/2Hc$	$F_{RB}=6Ml(b-as)/Hk$ $M_{RB}=Ml(3bs-4c)/k$
	$\lambda<\alpha$	$F_{RB}=-[F(l^2p+\mu t^2u)]/2c$	$F_{RB}=F[l^2(3b-2ap)+\mu t^2(3b-2au)]/k$ $M_{RB}=F[l^2(pb-2c)+\mu t^2(bu-2c)]H/k$
	$\lambda\geqslant\alpha$	$F_{RB}=-Fl^2p/2c$	$F_{RB}=Fl^2(3b-2ap)/k$ $M_{RB}=Fl^2(pb-2c)H/k$
		$F_{RB}=-\dfrac{3qnH}{8c}$	$F_{RB}=q(2bc-3an)H/2k$ $M_{RB}=q(9bn-8c^2)H^2/12k$

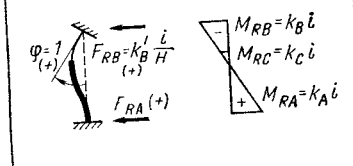
(крановые моменты, поперечные воздействия кранов), учитывается пространственная работа ($\alpha_{пр}\neq 1$), а в расчете на нагрузки, действующие на все рамы (ветровая, температурные воздействия), пространственная работа не учитывается ($\alpha_{пр}=1$).

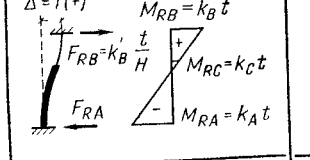
В. Расчет многопролетных рам. Многопролетные рамы рассчитываются при одинаковой высоте пролетов так же, как однопролетные. Рассматривается поперечная рама с колоннами всего расчетного блока. При шарнирном сопряжении ригеля с колонной в основной системе можно принять (рис. 12.11, *а*), что рама не может смещаться, т. е. ввести стержень *1*. В результате решения канонического уравнения находится смещение Δ, одинаковое для всех стоек расчетного блока. Моменты в загруженных стойках определяются как сумма моментов от нагрузки в несмещаемой стойке и моментов в консоли, возникающих от смещения (рис. 12.11, *б*). Как уже указывалось, при воздействии местных нагрузок и большом числе пролетов можно учесть пространственную работу (см. гл. 12, § 3, 3) и усилия от смещения не учитывать ($F_{RBi}=0$).

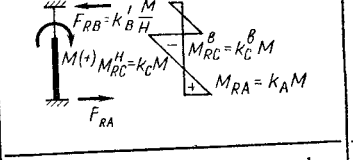
Таблица 12.4. Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с защемленными концами

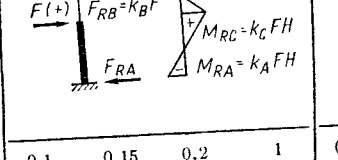
$\alpha = H_в/H$; $n = I_в/I_н$; $i = EI_н/H$; $t = i/H$; $k_c^н = k_c$; $k_c^в = k_c + 1$

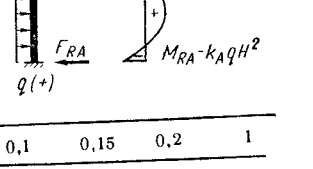












k	α \ n	0,1	0,15	0,2	1	0,1	0,15	0,2	1	0,1	0,15	0,2	1	0,1	0,15	0,2	1
k_B	0,2	−0,664	−0,948	−1,216		1,264	1,672	2,051		−0,075	−0,044	−0,011	0,32	−0,085	−0,088	−0,092	−0,128	−0,042	−0,045	−0,049	
	0,25	−0,607	−0,871	−1,114		1,265	1,624	1,972		−0,13	−0,108	−0,084	0,2	−0,092	−0,097	−0,101	−0,138	−0,046	−0,05	−0,053	
	0,3	−0,58	−0,827	−1,055	−4	1,268	1,622	1,942	6	−0,171	−0,159	−0,145	0,07	−0,095	−0,101	−0,106	−0,147	−0,05	−0,053	−0,056	−0,083
	0,35	−0,563	−0,797	−1,02		1,278	1,625	1,942		−0,194	−0,196	−0,188	−0,02	−0,092	−0,1	−0,105	−0,146	−0,052	−0,056	−0,059	
	0,4	−0,566	−0,789	−1,006		1,315	1,658	1,971		−0,213	−0,223	−0,224	−0,12	−0,086	−0,096	−0,103	−0,144	−0,054	−0,059	−0,061	
k_c	0,2	−0,401	−0,614	−0,806	−2,8	0,224	0,508	0,778	3,6	−0,778	−0,753	−0,728	−0,488	0,079	0,077	0,075	0,05	0,025	0,023	0,021	−0,003
	0,25	−0,29	−0,465	−0,621	−2,5	−0,034	0,174	0,392	3	−0,755	−0,735	−0,715	−0,52	0,094	0,095	0,094	0,069	0,031	0,03	0,029	0,01
	0,3	−0,2	−0,341	−0,472	−2,2	−0,287	−0,109	0,092	2,4	−0,729	−0,708	−0,695	−0,522	0,103	0,107	0,105	0,088	0,036	0,035	0,035	0,022
	0,35	−0,116	−0,229	−0,34	−1,9	−0,51	−0,38	−0,248	1,8	−0,709	−0,684	−0,666	−0,548	0,106	0,111	0,113	0,102	0,037	0,038	0,038	0,03
	0,4	−0,04	−0,137	−0,218	−1,6	−0,668	−0,61	−0,529	1,2	−0,695	−0,669	−0,647	−0,544	0,103	0,111	0,115	0,115	0,033	0,036	0,039	0,037
k_A	0,2	0,6	0,724	0,835		−3,94	−4,15	−4,314		0,411	0,411	0,403	0,28	−0,067	−0,059	−0,055	−0,032	−0,108	−0,104	−0,101	
	0,25	0,657	0,753	0,858		−3,931	−4,18	−4,343		0,37	0,392	0,393	0,305	−0,097	−0,082	−0,077	−0,048	−0,113	−0,105	−0,101	
	0,3	0,687	0,795	0,887	2	−3,915	−4,15	−4,341	−6	0,3	0,344	0,353	0,33	−0,133	−0,111	−0,102	−0,063	−0,117	−0,108	−0,104	−0,083
	0,35	0,715	0,828	0,922		−3,832	−4,11	−4,321		0,193	0,266	0,302	0,325	−0,177	−0,146	−0,129	−0,08	−0,125	−0,113	−0,108	
	0,4	0,749	0,869	0,965		−3,642	−4,01	−4,277		0,08	0,16	0,218	0,32	−0,21	−0,175	−0,158	−0,096	−0,137	−0,122	−0,113	
k_B'	0,2	1,264	1,672	2,051		−5,203	−5,82	−6,365		1,487	1,455	1,415	0,96	0,817	0,829	0,837	0,896	0,434	0,442	0,448	
	0,25	1,265	1,624	1,972		−5,195	−5,8	−6,315		1,5	1,5	1,477	1,11	0,745	0,765	0,775	0,84	0,433	0,443	0,451	
	0,3	1,268	1,622	1,942	6	−5,182	−5,77	−6,283	−12	1,471	1,503	1,5	1,26	0,663	0,692	0,704	0,784	0,432	0,445	0,462	0,5
	0,35	1,278	1,625	1,942		−5,11	−5,73	−6,263		1,387	1,462	1,49	1,32	0,565	0,604	0,627	0,716	0,428	0,443	0,451	
	0,4	1,315	1,658	1,971		−4,956	−5,67	−6,248		1,293	1,383	1,442	1,44	0,477	0,521	0,545	0,648	0,417	0,437	0,449	

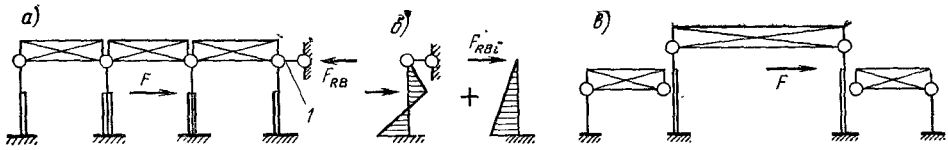


Рис. 12.11. К расчету многопролетных рам

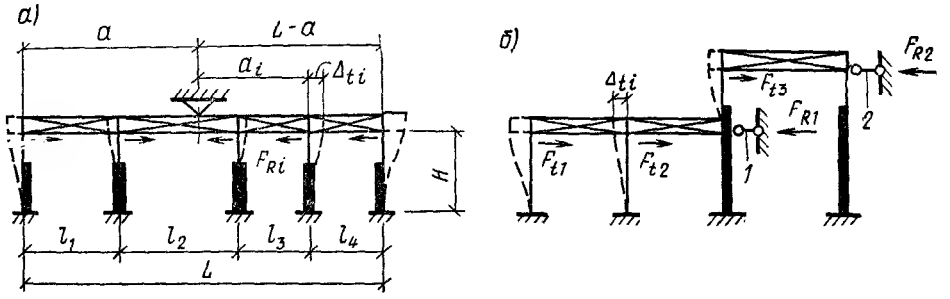


Рис. 12.12. Расчетные схемы рам при определении температурных перемещений

В зданиях с разной высотой пролетов рамы получаются смещаемыми (рис. 12.11, *в*), а расчет обычно удобнее проводить методом сил (таблиц для определения усилий от единичных смещений промежуточных между опорами сечений нет и метод перемещений часто оказывается более трудоемким).

Г. Расчет рам на температурные воздействия. В многопролетных рамах, если их ширина превосходит величины, приведенные в табл. 11.1, и не устроен продольный температурный шов (по конструктивным соображениям это не всегда возможно или целесообразно), нужно учитывать дополнительные усилия, возникающие от температурных воздействий.

При определении температурных напряжений в элементах рам упругими деформациями ригеля пренебрегают.

На многопролетной раме (рис. 12.12, *а*), имеющей пролеты l_1, l_2 и т. д., необходимо прежде всего определить точку, которая остается неподвижной при температурном удлинении или укорочении ригеля. Обозначим расстояние от этой точки до крайней левой колонны a, а до крайней правой $(L-a)$, где L—сумма всех пролетов рамы (расстояние между осями крайних колонн).

При температурном удлинении (или укорочении) ригеля смещения колонн Δ_{ti} будут пропорциональны расстояниям от неподвижной точки и равны $\alpha t a_i$ ($\alpha=12\times10^{-6}$ — коэффициент линейного расширения стали; t — перепад температуры; a_i — расстояние от колонны до неподвижной точки). Уравнение равновесия $\Sigma F_{Ri}\Delta_{ti}=0$ (F_{Ri} — реакции колонн от единичного смещения верхней опоры, определенные по табл. 12.3, 12.4) позволяет найти положение неподвижной точки, найти a_i, определить смещение каждой колонны Δ_{ti} и усилия, возникающие в ней от смещения. Через ригель эти реакции будут передаваться и уравновешиваться возле неподвижной точки.

При различной высоте колонн (рис. 12.12, *б*) определяются смещения оголовков колонн Δ_{ti} от температурного удлинения (или укорочения) ригелей в основной системе и по этим смещениям вычисляются реакции стержней *1* и *2* в основной системе ($F_{R1}=F_{t1}+F_{t2}$; $F_{R2}=F_{t3}$). Затем вычисляются обычным путем смещения от реакций F_{R1} и F_{R2}. Расчетные величины смещений оголовков колонн определяются сложением перемещений Δ_{ti} и смещений от реакций F_{R1}, F_{R2}.

При больших усилиях от перепадов температуры рационально учесть упругие деформации ригеля.

2. Проверка жесткости поперечных рам

Чтобы обеспечить нормальную эксплуатацию производственных зданий с интенсивным воздействием мостовых кранов, каркас зданий должен обладать необходимой жесткостью. Нормами проектирования ограничена величина деформации (смещения) колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок в зданиях с количеством циклов нагружения 2×10^6 и более следующими величинами (h' — расстояние от низа базы колонны до головки подкранового рельса):

для здания или отдельных пролетов при плоской расчетной схеме $h'/2500$;

то же, при пространственной расчетной схеме, $h'/4000$.

Относительное отклонение колонн в продольном направлении не должно превышать $h'/4000$.

Величину смещения определяют от силы торможения одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в пролете.

Величину горизонтальных смещений колонн в зданиях с кранами легкого и среднего режимов работы проверять не обязательно; в нормах нет допустимой величины смещения этих колонн.

3. Определение расчетных усилий в элементах рамы

Определив в раме изгибающие моменты и нормальные силы от каждой из расчетных нагрузок, нужно найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть не одинаковыми для разных сечений элементов рамы. Как уже отмечалось, нормами проектирования предусмотрены основные и особые сочетания нагрузок. При составлении основных сочетаний учитываются: 1) постоянные нагрузки, плюс временные длительные нагрузки, плюс одна кратковременная с коэффициентом сочетаний, равным единице; 2) постоянные и временные длительные нагрузки, плюс не менее двух кратковременных нагрузок, умноженных каждая на коэффициент сочетаний 0,9. Особые сочетания составляются при наличии сейсмических и других особых нагрузок.

Для рам промышленных зданий обычно составляются комбинации нагрузок основных сочетаний. Нагрузки от снега, кранов и ветра относятся к кратковременным, при этом нагрузки от вертикального и поперечного воздействия одного или двух мостовых кранов рассматриваются при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка. Для удобства определения расчетных усилий составляют сводные таблицы усилий в характерных сечениях для колонн рамы (см. табл. 12.6). Моменты в опорных сечениях ригеля равны моментам, действующим в сечении *1—1* для колонн. В таблице усилий выписывают значения моментов M и продольных сил N отдельно от всех нагрузок, причем для удобства определения расчетных комбинаций усилий они приводятся с коэффициентами сочетаний 1 и 0,9 (кроме постоянных и временных длительных нагрузок, которые всегда берутся с коэффициентом 1). Усилия M и N выписываются для сечений, где усилия носят скачкообразный характер и где размер сечения стержня колонны изменяется. Если в верхней части колонны есть проем для прохода, то у начала и конца проема тоже определяются усилия.

Для нижнего участка колонны кроме усилий M и N определяют значение поперечной силы Q, которая необходима для расчета раскосов сквозных колонн и фундаментов.

Для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию расчетных усилий в сечении *4—4* (см. табл. 12.6). Обычно она включает в себя наименьшую продольную силу с наибольшими возможными моментами, причем продольная сила от постоянной нагрузки учитывается с коэффициентом перегрузки 0,9, так как она разгружает анкерные болты.

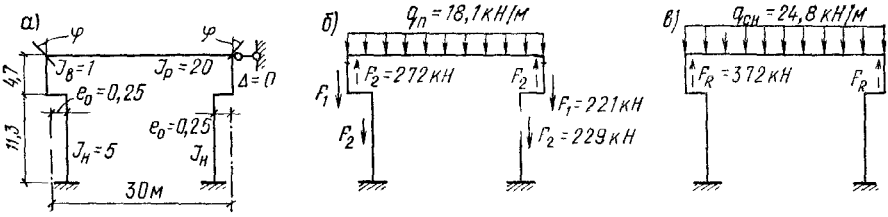


Рис. 12.13. Расчетная схема рамы. Постоянные и снеговая нагрузки

Так как заранее не известно, при каких комбинациях нагрузок напряжения в расчетных сечениях колонны будут иметь наибольшую величину, то по данным статического расчета составляют несколько комбинаций расчетных усилий. Комбинации нагрузок должны быть возможными, т. е. нельзя рассматривать усилия от боковых сил крана без учета вертикальных усилий, нельзя не учитывать постоянную нагрузку. По составленным комбинациям усилий в каждом сечении определяется наивыгоднейшая.

4. Пример расчета поперечной рамы производственного здания

Исходные данные. Требуется произвести статический расчет и определить усилия в элементах рамы прокатного цеха. Параметры здания и каркаса — по примеру (см. гл. 11, § 2, 3; рис. 11.3). Место строительства г. Череповец. Здание отапливаемое.

А. Расчетная схема рамы. В соответствии с конструктивной схемой (см. рис 11 3) выбираем ее расчетную схему и основную систему (рис. 12.13, *а*). Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн

$$e_0 = 0,5\,(h_н - h_в) = 0,5\,(1500 - 1000) = 0,25 \text{ м}.$$

Соотношения моментов инерции (см. гл. 12, § 1: $I_н/I_в = 5$ (учитываем, что верхняя часть колонны с проходом); $I_р/I_н = 4$. Если $I_в = 1$, то $I_н = 5$; $I_р = 20$. Сопряжение ригеля с колонной назначаем жестким (краны ВТ режима работы, цех однопролетный).

Б. Нагрузки на поперечную раму.

Все нагрузки подсчитываются с учетом коэффициента надежности по назначению ($\gamma_н = 0,95$ для большинства промышленных зданий).

Постоянная нагрузка.

Нагрузку на 1 м^2 кровли подсчитываем по табл. 12.5.

Расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы по формуле (12.3)

$$q_п = \gamma_н\, g_{кр}\, b_ф/\cos\alpha = 0,95 \cdot 1,59 \cdot 12/1 = 18,1 \text{ кН/м}.$$

Опорная реакция ригеля рамы

$$F_R = q_п\, l/2 = 18,1 \cdot 30/2 = 272 \text{ кН}.$$

Таблица 12.5. Постоянная поверхностная распределенная нагрузка от покрытия

Состав покрытия	Нормативная, кПа	Коэффициент перегрузки	Расчетная, кПа
Защитный слой (битумная мастика с втопленным гравием) $\gamma = 21$ кН/м^3 $t = 20$ мм	0,42	1,3	0,55
Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0,2	1,3	0,26
Утеплитель (пенопласт) $\gamma = 0,5$ кН/м^3 $t = 50$ мм	0,03	1,2	0,04
Пароизоляция (1 слой рубероида)	0,04	1,3	0,05
Стальная панель с профилированным настилом	0,35	1,05	0,37
Собственный вес металлических конструкций шатра (фермы, фонари, связи — по табл. 12.1)	0,3	1,05	0,32
Итого	$g^н_{кр} = 1,34$		$g_{кр} = 1,59$

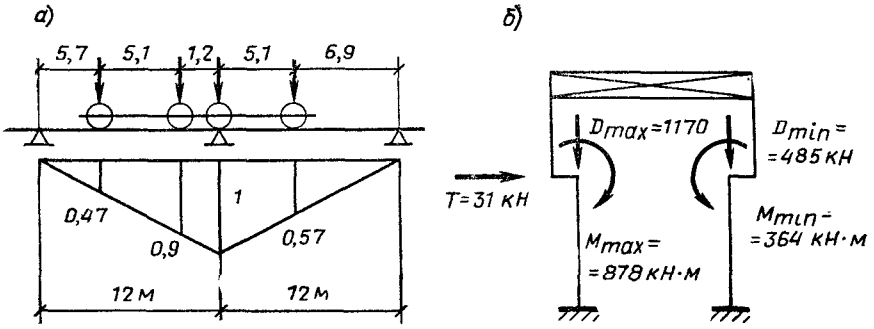


Рис. 12.14. К примеру определения нагрузки от мостовых кранов

Расчетный вес колонны (см. табл. 12.1). Верхняя часть (20 % веса)

$$G_{\text{в}} = 0,95\cdot 1,05\cdot 0,2\cdot 0,4\cdot 12\cdot 15 = 14 \text{ кН}.$$

Нижняя часть (80 % веса)

$$G_{\text{н}} = 0,95\cdot 1,05\cdot 0,8\cdot 0,4\cdot 12\cdot 15 = 57 \text{ кН}.$$

Поверхностная масса стен 200 кг/м² переплетов с остеклением 35 кг/м². В верхней части колонны (включая вес этой части колонны):

$$F_1 = \gamma_{\text{н}} [1,2\cdot 2\,(4,2 + 3,1)\,12 + 1,1\cdot 0,35\cdot 1,2\cdot 12] + 14 = 221 \text{ кН}.$$

В нижней части колонны:

$$F_2 = 0,95\,[1,2\cdot 2\,(2,9 + 2,4)\,12 + 1,1\cdot 0,35\cdot 6\cdot 12] + 57 = 229 \text{ кН}.$$

Постоянные нагрузки показаны на рис. 12.13, *б*.

Снеговая нагрузка. По прил. 2 вес снегового покрова $p_0 = 1,5$ кПа. При $g^{\text{н}}_{\text{кр}}/p_0 = 1,34/1,5 = 0,9$ коэффициент перегрузки $n = 1,45$. Линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы по формуле (12.9)

$$q_{\text{сн}} = \gamma_{\text{н}}\, n c p_0\, b_{\text{ф}} = 0,95\cdot 1,45\cdot 1\cdot 1,5\cdot 12 = 24,8 \text{ кН/м}.$$

Опорная реакция ригеля

$$F_R = 24,8\cdot 30/2 = 372 \text{ кН}$$

(рис. 12.13, *в*).

Вертикальные усилия от мостовых кранов (рис. 12.14).

База крана (5,1 м) и расстояние между колесами двух кранов (1,2 м), а также нормативное усилие колеса — по прил. 1. По формулам (12.5) и (12.6)

$$D_{max} = \gamma_{\text{н}}\,(n n_{\text{с}}\, \Sigma F_{\text{к}max}\, y + n G_{\text{п}} + n g_n\, b_{\text{т}}\, b) = 0,95\,(1,1\cdot 0,95\cdot 355\cdot 2,94 + 1,05\cdot 45 + 1,2\cdot 1,5\cdot 1,5\cdot 12) = 0,95\,(1091 + 47 + 32) = 1170 \text{ кН}$$

(вес подкрановой балки по табл. 12.1 $G_{\text{п}} = 0,25\cdot 12\cdot 15 = 45$ кН);

$$F'_{\text{к}} = (9,8\cdot 30 + 680)/2 - 355 = 487 - 355 = 132 \text{ кН};$$

$$D_{min} = \gamma_{\text{н}}\,(1091\cdot 132/355 + 47 + 32) = 0,95\,(406 + 47 + 32) = 485 \text{ кН}.$$

Сосредоточенные моменты от вертикальных усилий D_{max}, D_{min} по формуле (12.7)

$$e_{\text{к}} = 0,5 h_{\text{н}} = 0,5\cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}; \quad M_{max} = e_{\text{к}} D_{max} = 0,75\cdot 1170 = 878 \text{ кН·м};$$

$$M_{min} = 0,75\cdot 485 = 364 \text{ кН·м}.$$

Горизонтальная сила от мостовых кранов, передаваемая одним колесом, по формулам (12.4), (12.8),

$$T^{\text{н}}_{\text{к}} = 0,05\,(9,8Q + G_{\text{т}})/n_0 = 0,05\,(9,8\cdot 30 + 125)/2 = 10,5 \text{ кН}. \text{ Сила } T:$$

$$T = \gamma_{\text{н}}\, n n_{\text{с}}\, \Sigma T^{\text{н}}_{\text{к}}\, y = 0,95\cdot 1,1\cdot 0,95\cdot 10,5\cdot 2,94 = 31 \text{ кН}.$$

Считаем условно, что сила T приложена в уровне уступа колонны (рис. 12.14, *б*).

Ветровая нагрузка. Нормативный скоростной напор ветра (см. прил. 2) $g_0 = 0,27$ кПа. Тип местности — Б (см. прил. 3) и коэффициенты k для 10 м — 0,65; 20 м — 0,9; 30 м — 1,05.

По формуле (12.10)

$$q_{\text{в}} = \gamma_{\text{н}}\, n g_0\, k c b = 0,95\cdot 1,2\cdot 0,27\cdot 0,8\cdot 12k = 2,95\,k.$$

Линейная распределенная нагрузка при высоте до 10 м — $2,95\times 0,65 = 1,9$ кН/м; 20 м — $2,95\times 0,9 = 2,7$ кН/м; 30 м — $2,95\times 1,05 = 3,1$ кН/м, 16 м — $1,9 + (2,7 - 1,6)\,6/10 = 1,9 + 0,7 = 2,6$ кН/м; 23,8 м — $2,7 + (3,1 - 2,7)\,3,8/10 = 2,9$ кН/м.

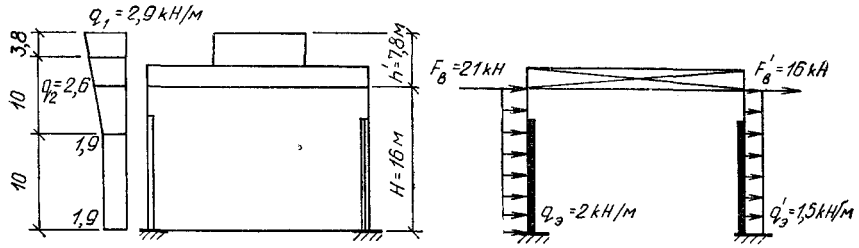


Рис. 12.15. К определению ветровой нагрузки

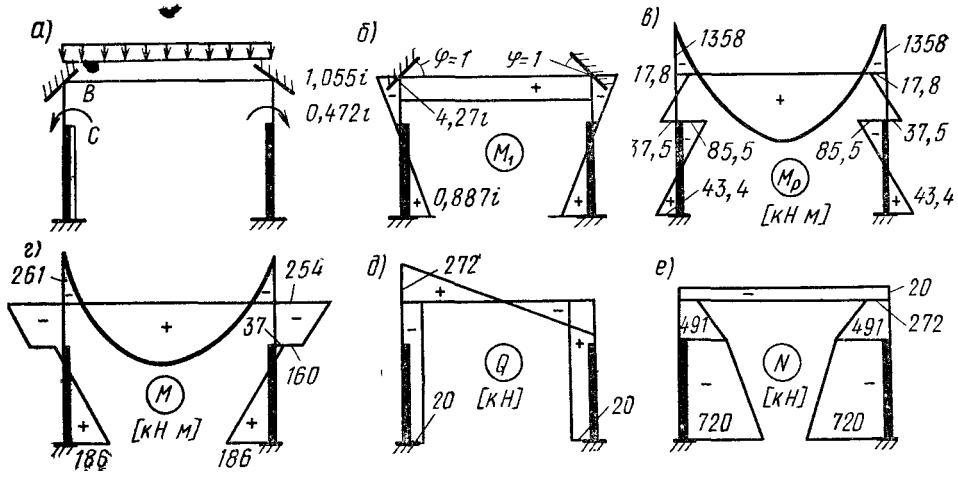


Рис. 12.16. К расчету рамы на постоянную нагрузку

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки по формулам (12.12):

$$F_в = (q_1 + q_2)\, h'/2 = (2,6 + 2,9)\, 7,8/2 = 21 \text{ кН};$$

$$F'_в = F_в\, 0,6/0,8 = 21 \cdot 0,6/0,8 = 16 \text{ кН}.$$

Эквивалентные линейные нагрузки по формуле (12.11)

$$q_э = q_{в10}\alpha = 1,9 \cdot 1,05 = 2 \text{ кН/м}; \quad q'_э = 2 \cdot 0,6/0,8 = 1,5 \text{ кН/м}.$$

Ветровые нагрузки показаны на рис. 12.15.

В. Статический расчет поперечной рамы

Расчет на постоянные нагрузки. Основная система приведена на рис. 12.16 *а*, а схема нагрузки — на рис. 12.13. Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонны:

$$M = -(F_R + F_1)\, e_0 = -(272 + 205)\, 0,25 = -123 \text{ кН·м}.$$

Параметры по табл. 12.4: $n = 1/5 = 0,2$; $\alpha = H_в/H_н = 4,7/16 = 0,294 \approx 0,3$. Каноническое уравнение для левого узла

$$r_{11}\varphi_1 + r_{1p} = 0.$$

Моменты от поворота узлов (рис. 12.16, *б*) на угол $\varphi = 1$ (M_1):

$$M_A = k_A\, i = 0,887i; \quad M_C = k_C\, i = -0,472i; \quad M_B = k_B\, i = -1,055i;$$

$$M_B^{риг} = 2EI_p/l = 2E4I_н H/lH = 8iH/l = 8 \cdot 16i/30 = 4,27i.$$

Моменты от нагрузки на стойках M_p (рис. 12.16, *в*):

$$M_A = k_A M = 0,353\,(-123) = -43,4 \text{ кН·м};$$

$$M_B = k_B M = -0,145\,(-123) = 17,8 \text{ кН·м};$$

$$M_C^н = k_C M = -0,695\,(-123) = 85,5 \text{ кН·м};$$

$$M_C^в = (k_C + 1)M = (-0,695 + 1)(-123) = -37,5 \text{ кН·м}.$$

Моменты на опорах ригеля (защемленная балка постоянного по длине сечения)

$$M_B^{\text{риг}} = -ql^2/12 = -18,1 \cdot 30^2/12 = -1358 \text{ кН·м}.$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = M_B + M_B^{\text{риг}} = 1,055i + 4,27i = 5,33i \text{ (по эпюре } M_1);$$

$$r_{1p} = M_B + M_B^{\text{риг}} = -17,8 - 1358 = -1376 \text{ (по эпюре } M_p).$$

Угол поворота

$$\varphi = -r_{1p}/r_{11} = 1376/5,33i = 258,2/i.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1\varphi$):

$$M_A = 0,887i \cdot 258,2/i = 229 \text{ кН·м}; \quad M_B = -1,055i \cdot 258,2/i =$$

$$= -272 \text{ кН·м}; \quad M_C = -0,472i \cdot 258,2/i = -122 \text{ кН·м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 4,25i \cdot 258,2/i = 1097 \text{ кН·м}.$$

Эпюра моментов ($M_1\varphi + M_p$) от постоянной нагрузки (рис. 12.16, *г*):

$$M_A = 229 - 43,4 = 186 \text{ кН·м}; \quad M_B = -272 + 17,8 = -254 \text{ кН·м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 1097 - 1358 = -261 \text{ кН·м}; \quad M_C^{\text{в}} = -37,5 - 122 = -160 \text{ кН·м};$$

$$M_C^{\text{н}} = 85,5 - 122 = -37 \text{ кН·м}.$$

Проверкой правильности расчета служит равенство моментов в узле B ($254 \approx 261$), равенство перепада эпюры моментов в точке C ($160 - 37 = 123$) внешнему моменту (123), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны (рис. 12.16, *д*)

$$Q_{AC} = -(186 + 37)/11,3 = -19,7 \text{ кН}; \quad Q_{BC} = -(254 - 160)/4,7 = -20 \text{ кН}.$$

Разница (2 %) получена в результате округления параметра α. На рис. 12.16, *е* приведена эпюра нормальных сил (с учетом веса стен и собственного веса колонн)

Расчет на нагрузку от снега. Проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки. Сосредоточенный момент на колонне

$$M = F_R e_0 = -372 \cdot 0,25 = -93 \text{ кН·м}.$$

Моменты от нагрузки:

$$M_A = 0,353(-93) = -32,8 \text{ кН·м}; \quad M_B = -0,145(-93) = 13,5 \text{ кН·м};$$

$$M_C^{\text{н}} = -0,695(-93) = 64,6 \text{ кН·м}; \quad M_C^{\text{в}} = 0,305(-93) = -28,4 \text{ кН·м};$$

$$M_B^{\text{риг}} = 24,8 \cdot 30^2/12 = 1860 \text{ кН·м}.$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = 5,33i; \quad r_{1p} = -13,5 - 1860 = 1874.$$

Угол поворота $\varphi = 1874/5,33i = 352/i$.

Моменты от фактического угла поворота:

$$M_A = 0,887i \cdot 352/i = 312 \text{ кН·м}; \quad M_B = -1,055i \cdot 352/i = -371 \text{ кН·м};$$

$$M_C = -0,472i \cdot 352/i = -166 \text{ кН·м}; \quad M_B^{\text{риг}} = 4,25i \cdot 352/i = 1496 \text{ кН·м}.$$

Эпюры усилий от снеговой нагрузки показаны на рис. 12.17.

$$M_A = 281 \text{ кН·м}; \quad M_B = -357 \text{ кН·м}; \quad M_C^{\text{в}} = -194 \text{ кН·м};$$

$$M_C^{\text{н}} = -101 \text{ кН·м}; \quad M_B^{\text{риг}} = -364 \text{ кН·м};$$

$$Q_B = Q_A = (281 + 101)/11,3 = -34 \text{ кН};$$

$$N_B = N_A = -372 \text{ кН}; \quad N^{\text{риг}} = -34 \text{ кН}.$$

Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов. Расчет проводится при расположении тележки крана у левой стойки. Основная система и схема нагрузки приведены на рис. 12.18, *а*.

Проверка возможности считать ригель абсолютно жестким по формуле (12.1):

$$k = I_{\text{р}} H / I_{\text{н}} l = 20 \cdot 16/5 \cdot 30 = 2,13 > 6/\left(1 + 1,1\sqrt{4}\right) = 1,87.$$

Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы

$$r_{11}\Delta + r_{1p} = 0.$$

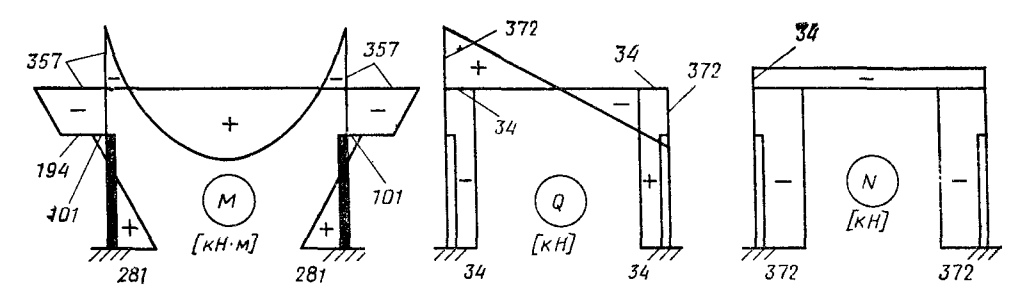


Рис. 12.17. Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

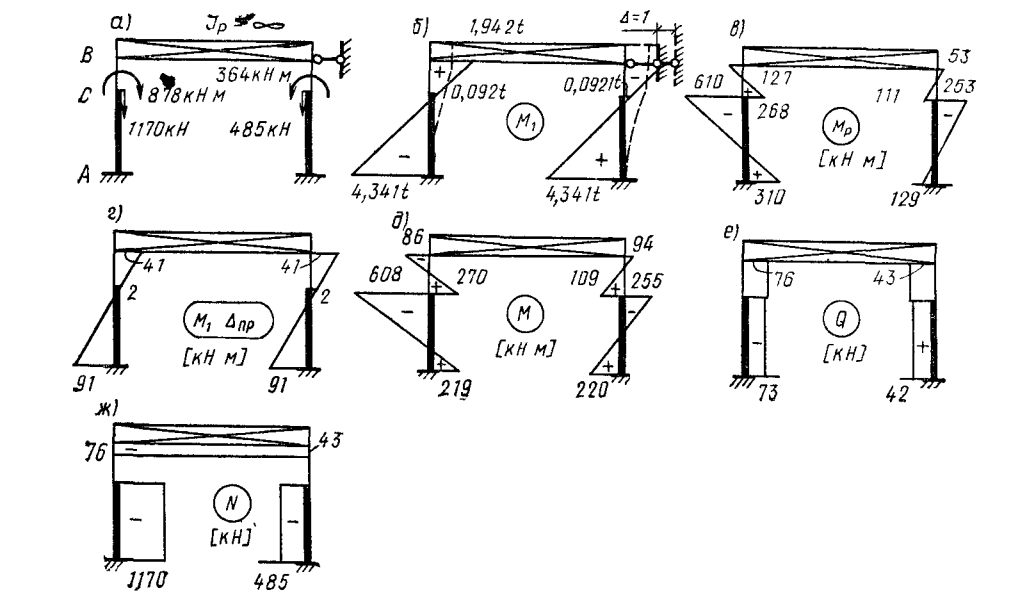


Рис. 12.18. К расчету рамы на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta=1$ (рис. 12.18, *б*) — по табл. 12 4:

$$r_{11} = 2F_{RB} + 2k_B' t/H = -2\cdot 6{,}283t/16 = -0{,}785t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рис. 12.18, *в*):

$$M_A = k_A M = 0{,}353\cdot 878 = 310 \text{ кН·м};$$

$$M_B = k_B M = -0{,}145\cdot 878 = -127 \text{ кН·м}; \quad M_C^{н} = k_c M = -0{,}695\cdot 878 =$$

$$= -610 \text{ кН·м}; \quad M_C^{в} = \left(k_c + 1\right) M = 0{,}305\cdot 878 = 268 \text{ кН·м};$$

$$F_{RB} = k_B' M/H = 1{,}5\cdot 878/16 = 84{,}8 \text{ кН}.$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично или умножая усилия левой стойки на отношение

$$M_{min}/M_{max} = 364/878 = 0{,}41.$$

Реакция верхних концов стоек

$$r_{1p} = F_{RB} - F_{RB}^{пр} = 82{,}3 - 33{,}7 = 48{,}6 \text{ кН}.$$

Смещение плоской рамы

$$\Delta = -r_{1p}/r_{11} = 48{,}6/0{,}785t = 61{,}9/t.$$

Крановая нагрузка — местная, поэтому $\alpha_{пр} \neq 1$. При жесткой кровле по формуле (12 21).

$$\alpha_{пр} = n_0\left(1/n + a_2^2/2\Sigma a_i^2\right)/\Sigma y = 4\left[1/10 + 84^2/2\left(108^2 + 84^2 + 60^2 + 36^2 + 12^2\right)\right]/2{,}94 =$$

$$= 4\left[0{,}1 + 7056/47\,520\right]/2{,}94 = 0{,}34.$$

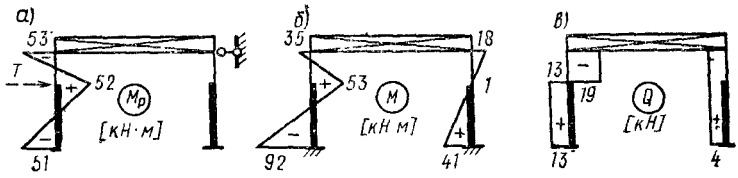


Рис. 12.19. Эпюры усилий от горизонтальных воздействий кранов

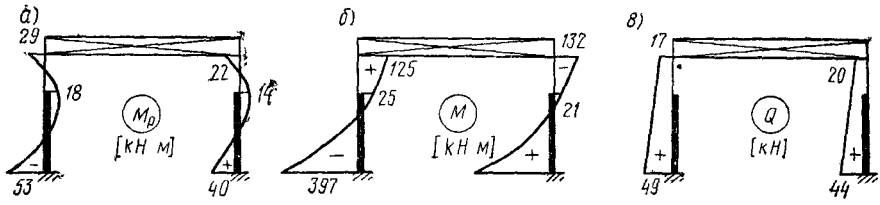


Рис. 12.20. Эпюры усилий от ветровой нагрузки

Смещение с учетом пространственной работы по формуле (12.13):

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр}\,\Delta = 0{,}34\cdot 61{,}9/t = 21{,}0/t.$$

Эпюра моментов $M_1\Delta_{пр}$ от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы показана на рис. 12.18, *г*, а суммарная $(M_р + M_1\Delta_{пр})$ — на рис. 12.18, *д*. Эпюра Q (рис. 12.18, *е*) свидетельствует о правильном расчете (поперечные силы в верхних и нижних частях стоек рамы практически одинаковы). Разница в значениях нормальной силы (рис. 12.18, *ж*) с левого и правого концов ригеля получилась за счет передачи горизонтальных сил на соседние рамы.

Расчет на горизонтальные воздействия мостовых кранов. Основная система, эпюра M_1, каноническое уравнение, коэффициент $\alpha_{пр}$ — такие же, как и при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.

Моменты и реакции в основной системе от силы T (рис. 12.19, *а*):

$$M_A = k_A TH = -0{,}102\cdot 31\cdot 16 = -51 \text{ кН·м}; \quad M_B = k_B TH = -0{,}106\cdot 31\cdot 16 =$$

$$= -53 \text{ кН·м}; \quad M_C = k_C TH = 0{,}105\cdot 31\cdot 16 = 52 \text{ кН·м};$$

$$F_{RB} = k'_B T = 0{,}704\cdot 31 = 21{,}8 \text{ кН}.$$

Смещение верхних концов с учетом пространственной работы:

$$\Delta_{пр} = \alpha_{пр}\, r_{1p}/r_{11} = 0{,}34\cdot 21{,}8/0{,}785t = 9{,}44/t.$$

Эпюры M и Q показаны на рис. 12.19, *б*, *в*.

Проверка правильности решения: скачок на эпюре Q 19+13=32 кН примерно равен силе T, а на левой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях равны (4 кН).

Расчет на ветровую нагрузку. Основная система и эпюра M_1 — как для крановых воздействий. Эпюра M_p (рис. 12.20, *а*), на правой стойке

$$M_A = k_A q_э H^2 = -0{,}104\cdot 2\cdot 16^2 = -53 \text{ кН·м}; \quad M_B = k_B q_э H^2 =$$

$$= -0{,}056\cdot 2\cdot 16^2 = -29 \text{ кН·м}; \quad M_C = k_C q_э H^2 = 0{,}035\cdot 2\cdot 16^2 = 18 \text{ кН·м};$$

$$F_{RB} = k'_B q_э H = 0{,}452\cdot 2\cdot 16 = 14{,}5 \text{ кН}.$$

На левой стойке усилия получаются умножением на коэффициент

$$q'_э/q_э = 1{,}5/2 = 0{,}75.$$

Коэффициенты канонического уравнения по формуле (12.22):

$$r_н = -0{,}785t; \quad r_{1p} = F_{RB} + F'_{RB} + F_в + F'_в = 14{,}5 + 10{,}8 + 21 + 16 = 62{,}3.$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка воздействует на все рамы блока и поэтому $\alpha_{пр} = 1$) : $\Delta = -r_{1p}/r_{11} = 62{,}3/0{,}785t = 79{,}4/t$.

Эпюра $M = (M_p + M_1\Delta)$ показана на рис. 12 20, *б*.

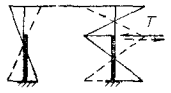
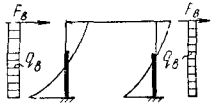
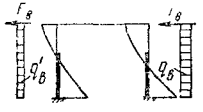
Эпюра Q (рис. 12.20, *в*) на левой стойке:

$$Q_A = (-M_A + M_B)/H + q_э H/2 = (397 + 125)/16 + 2\cdot 16/2 = 49 \text{ кН};$$

$$Q_B = Q_A - q_э H = 49 - 2\cdot 16 = 17 \text{ кН}.$$

Таблица 12.6. Таблица расчетных усилий в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты, кН·м, нормальные и поперечные силы, кН)

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий			n_c	Сечения стойки								
					1—1		2—2		3—3		4—4		
					M	N	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная			1	—254	—272	—160	—491	—37	—491	+186	—720	—20
2	Снеговая			1	—357	—372	—194	—372	—101	—372	+281	—372	—34
				0,9	—321	—335	—175	—335	—91	—335	+253	—335	—31
3	D_{max}	на левую стойку		1	—86	0	+270	0	—608	—1170	+219	—1170	—76
				0,9	—77	0	+243	0	—547	—1053	+197	—1053	—68
3*		на правую стойку		1	—94	0	+109	0	—255	—485	+220	—485	—43
				0,9	—85	0	+98	0	—230	—437	+198	—437	—39
4	T	на левую стойку		1	±35	0	±53	0	±53	0	±92	0	±13
				0,9	±32	0	±48	0	±48	0	±83	0	±12

4*	T	на правую стойку		1	±18	0	±1	0	±1	0	±41	0	±4
				0,9	±16	0	±1	0	±1	0	±37	0	±4
5	Ветровая	слева		1	+125	0	+25	0	+25	0	−397	0	+49
				0,9	+112	0	+23	0	+23	0	−357	0	+44
5*		справа		1	−132	0	−21	0	−21	0	+385	0	−44
				0,9	−119	0	−19	0	−19	0	+347	0	−40
	$+M_{max}$	$n_c=1$	№ нагрузок		—		1, 3, 4		—		1,5*		
			усилия		—	—	+163	−491	—	—	+571	−720	
	$N_{соотв}$	$n_c=0,9$	№ нагрузок		—		1, 3, 4, 5		—		1, 2, 3, 4, 5*		
			усилия		—	—	+154	−491	—	—	+1066	−2108	
	$-M_{max}$	$n_c=1$	№ нагрузок		1,2		1,2		1, 3, 4		1,5		
			усилия		−611	−644	−354	−863	−637	−1661	−211	−720	
	$N_{соотв}$	$n_c=0,9$	№ нагрузок		1, 2, 3*, 4, 5		1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		[1, 3, 4 (—), 5][1]		
			усилия		−811	−607	−354	−826	−729	−1879	−34	−1773	

Номер нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий			Сечения стойки								
				1—1		2—2		3—3		4—4		
				M	N	M	N	M	N	M	N	Q
	N_{max} $+M_{соотв}$	$n_c=1$	№ нагрузок	—		1, 3, 4		—		—		
			усилия	—	—	+163	—491	—	—	—	—	
		$n_c=0,9$	№ нагрузок	—		1, 3, 4, 5		—		1, 2, 3, 4, 5*		
			усилия	—	—	+154	—491	—	—	+1065	—2108	
	N_{max} $-M_{соотв}$	$n_c=1$	№ нагрузок	1,2		1,2		1, 3, 4		—		
			усилия	—611	—644	—354	—863	—637	—1661	—	—	
		$n_c=0,9$	№ нагрузок	1, 2, 3*, 4, 5		1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		—		
			усилия	—811	—607	—354	—826	—729	—1879	—	—	
	N_{min} $+M_{соотв}$	$n_c=1$	№ нагрузок	Усилия M, N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,1=0,8						1,5*		
			усилия							+496	—576	
	N_{min} $-M_{соотв}$	$n_c=1$	№ нагрузок							1,5		
			усилия							—248	—576	
	Q_{max}	$n_c=0,9$	№ нагрузок							1, 2, 3, 4, 5*		
			усилия									—171

[1] В эту комбинацию усилий включены усилия от крановой нагрузки в связи с тем, что, хотя абсолютная величина отрицательного момента несколько уменьшается, нормальная сила при этом существенно возрастает.

На правой стойке.

$$Q_A^{пр} = (385 + 132)/16 + 1{,}5 \cdot 16/2 = 44 \text{ кН};$$

$$Q_B^{пр} = 44 - 1{,}5 \cdot 16 = 20 \text{ кН}.$$

При правильном решении сумма поперечных сил внизу должна быть равна сумме всех горизонтальных нагрузок.

$$Q_A + Q_A^{пр} = 49 + 44 = 93 \text{ кН} = (q_э + q_э') H + F_в + F_в' =$$
$$= (2 + 1{,}5)\, 16 + 21 + 16 = 93 \text{ кН}.$$
$$Q_B + Q_B^{пр} = 17 + 20 = 37 \text{ кН} = F_в + F_в' = 21 + 16 = 37 \text{ кН}.$$

Г. Составление комбинаций усилий в сечениях стойки рамы и определение усилий для расчета колонн.

Рама симметричная, поэтому табл. 12 6 составляется для характерных сечений одной стойки. Для того чтобы учесть все возможные случаи загружения, в таблицу заносятся усилия от крановых воздействий при тележке у правой стойки (эпюра — зеркальное отображение эпюры при тележке слева), усилия при силе T, приложенной к другой стойке, усилия при другом направлении ветра Указания по составлению комбинаций усилий и по определению усилий для расчета колонн (в таблице выделены рамкой) приведены выше.

Глава 13. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

Покрытие производственного здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

В данной главе рассмотрены только плоскостные решения конструкций покрытия. Пространственные решетчатые системы покрытий (структуры) рассмотрены в главе 18.

§ 1. КОНСТРУКЦИЯ КРОВЛИ

Покрытие производственного здания решается с применением прогонов или без них. В первом случае между стропильными фермами через 1,5—3 м устанавливают прогоны, на которые укладывают мелкоразмерные кровельные плиты, листы, настилы (рис. 13.1, *а*). Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупноразмерные плиты или панели шириной 1,5—3 м и длиной 6 или 12 м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций (рис. 13. 1, *б*).

Кровля по прогонам получается легче вследствие небольшого пролета ограждающих элементов, но требует большего расхода металла (на прогоны) и более трудоемка в монтаже. Беспрогонная кровля индустриальна и проста в монтаже, обеспечивает меньший расход стали (при применении железобетонных панелей); основной недостаток ее —большая масса.

Снижение массы кровельной конструкции имеет чрезвычайно важное значение, ибо уменьшает стоимость не только конструкции кровли, но и всех нижерасположенных конструкций: фонарей, ферм, колонн и фундаментов.

Выбор конструкции кровли производится на основании технико-экономического сравнения возможных вариантов с учетом технологических и экономических факторов — назначения здания, температурно-влажностного режима внутрицеховой среды, стоимости возведения, наличия производственной базы по изготовлению крупноразмерных панелей в районе строительства, условий транспортировки, обеспеченности монтажными механизмами и т. д.

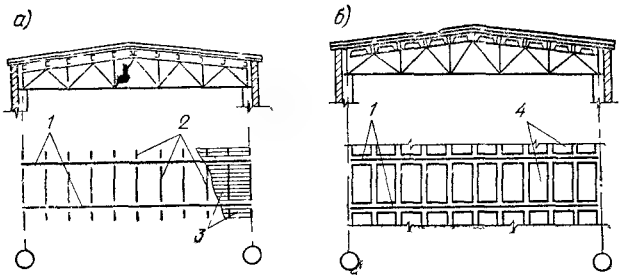


Рис. 13.1. Схемы покрытий

а — по прогонам, *б* — беспрогонное, *1* — стропильные фермы, *2* — прогоны; *3* — кровельные плиты, *4* — крупнопанельные плиты

В зависимости от принятого типа кровли определяется необходимый уклон покрытия для обеспечения водоотвода. При самозалечивающихся кровлях с гравийной защитой принимается уклон 1,5 %; при кровлях из рулонных материалов без защиты — $^1/_8$—$^1/_{12}$; при кровлях, не обеспечивающих герметизацию покрытия (асбестоцементные листы, волнистая сталь и т. д.), уклон кровли должен быть не менее $^1/_4$—$^1/_6$.

1. Покрытия по прогонам

Прогоны устанавливают на верхний пояс стропильных ферм в их узлах. В качестве прогонов применяют прокатные балки, гнутые профили либо легкие сквозные конструкции (при шаге ферм больше 6 м). Кровельные покрытия бывают теплыми (с утеплителем) в отапливаемых производственных зданиях и холодными без утеплителя (для неотапливаемых зданий, а также горячих цехов, имеющих избыточные тепловыделения от технологических агрегатов)[1].

Для теплых кровель в качестве несущих элементов, укладываемых по прогонам, широко используется стальной профилированный настил. Применяют также мелкоразмерные керамзитобетонные, армоцементные и асбестоцементные плиты, трехслойные панели типа сэндвич, состоящие из двух металлических листов, между которыми расположен утеплитель, или монопанели с несущим слоем из профилированного настила и гидроизоляцией из мягкой кровли.

Профилированный настил (рис. 13.2) изготовляют из оцинкованной рулонной стали толщиной $t=0{,}8$; 0,9; 1 мм; высота профиля $h=40$, 60 и 80 мм; ширина $B=680$, 711 и 782 мм; длина до 12 м.

Профилированные листы укладывают по прогонам, расположенным через 3—4 м. При шаге стропильных ферм 4 м настил может опираться непосредственно на фермы.

Настил крепится к прогонам самонарезающими винтами. Между собой листы настила соединяются комбинированными заклепками, позволяющими вести клепку с одной стороны настила. Масса настила— 10—15 кг/м^2.

Холодные кровли выполняют из волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, укладываемых по прогонам, расположенным через 1,25—1,5 м. Масса асбестоцементных листов в среднем 20 кг/м^2. Стальные волнистые листы изготовляют из холоднокатаной стали толщиной от 1 до 1,8 мм. Высота волны $h=30$ и 35 мм. Масса 15—20 кг/м^2. Алюминиевые волнистые листы имеют толщину 0,6—1,2 мм и массу 5—7 кг/м^2. Волнистые листы крепят к прогонам с помощью специальных упругих кляммеров или крюков из круглой стали (рис. 13.3).

Для обеспечения водоотвода в местах стыков волнистые листы перепускают внахлестку на 150—200 мм, при этом уклон кровли для асбестоцементных листов должен быть не менее $^1/_4$; а для стальных и алюминиевых — не менее $^1/_6$.

---

[1] Для того чтобы избежать конденсации влаги, в цехах с избыточным тепловыделением иногда устраивают утепленные покрытия.

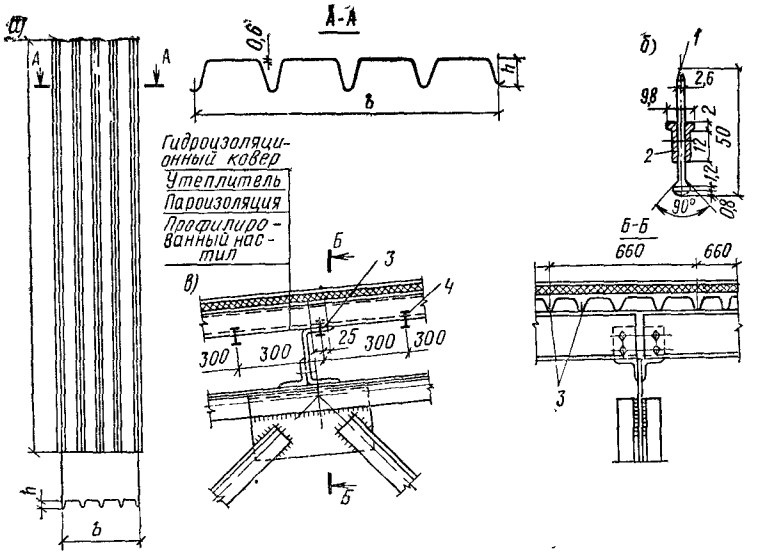


Рис. 13.2. Теплая кровля со стальным профилированным настилом

а — профилированный настил, *б* — комбинированная заклепка; *в* — узел кровельного покрытия; *1* — стальной стержень, *2* — алюминиевая втулка; *3* — самонарезающий винт; *4* — комбинированные заклепки

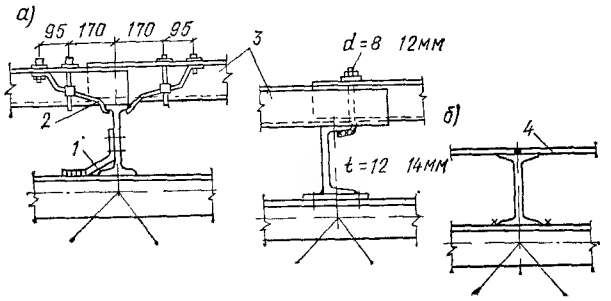


Рис. 13.3. Узлы крепления волнистых (*а*) и плоских стальных (*б*) листов к прогонам

1 — гнутый лист *t*=8...10 мм; *2* — кляммеры; *3* — волнистые листы; *4* — стальной лист *t*=3...4 мм

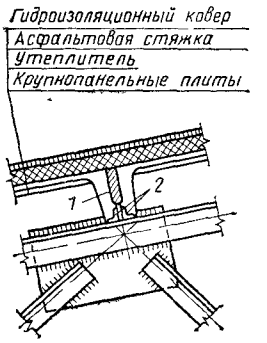


Рис. 13.4. Узел кровли по крупнопанельным плитам

1 — заливка швов; *2* — закладные уголки

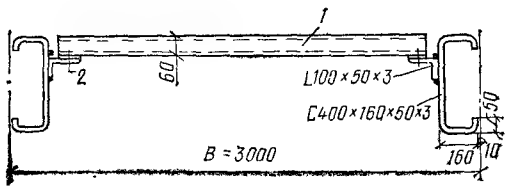


Рис. 13.5. Стальная панель для теплой кровли

1 — профилированный настил; *2* — самонарезающие винты

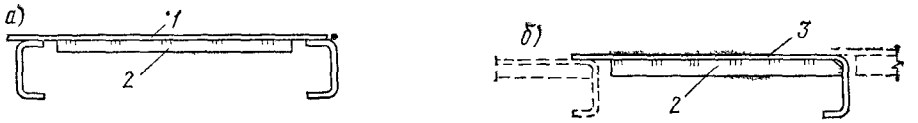


Рис. 13.6. Примеры конструкций панелей для холодных кровель

1 — стальной лист *t*=3...4 мм; *2* — ребра *t*=4...6 мм; *3* — гнутый лист *t*=3...4 мм

Во избежание электрохимической коррозии в местах контакта алюминия со сталью при установке алюминиевых листов на стальные прогоны соприкасающиеся поверхности покрывают специальными грунтами (например, АЛГ) или применяют изолирующие прокладки. Стальные метизы для крепления листов нужно оцинковывать или кадмировать.

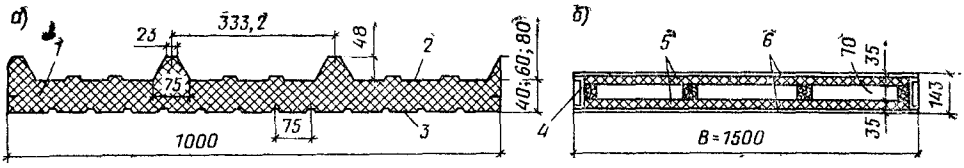


Рис. 13.7. Панели из алюминиевых сплавов

а — трехслойная; *б* — каркасная; *1* — жесткий пенополиуретан; *2* — наружная обшивка; *3* — внутренняя обшивка; *4* — ребра из бакелизированной фанеры; *5* — утеплитель из пенопласта; *6* — алюминиевые листы $t=1{,}5$ мм

В горячих цехах кровля из асбестоцементных листов недостаточно долговечна, так как под воздействием высоких температур асбестоцемент пересушивается и растрескивается. Кроме того, волнистость кровли способствует скоплению пыли и затрудняет ее уборку. Поэтому в горячих цехах более целесообразна кровля из плоских стальных листов. Стыки между листами сваривают сплошными швами с использованием автоматической сварки, что обеспечивает полную герметичность кровли, поэтому уклон такой кровли может быть принят как и для рулонных $^1/_8$—$^1/_{12}$. Из условия жесткости кровли толщина листов должна быть не менее 3—4 мм.

2. Беспрогонные покрытия

Для покрытий производственных зданий широко применяют различного вида крупнопанельные железобетонные плиты шириной 3 м и длиной 6 и 12 м. Продольные ребра плит опираются непосредственно в узлах верхнего пояса ферм и привариваются минимум по трем углам (рис. 13.4). Иногда в качестве доборных применяют плиты шириной 1,5 м. В этом случае верхний пояс ферм необходимо рассчитать с учетом местного момента от внеузловой передачи нагрузки или поставить дополнительные шпренгели, подкрепляющие верхний пояс в местах опирания плит. Типы плит покрытия и их характеристики указаны в каталогах типовых сборных железобетонных изделий.

Основной недостаток крупнопанельных железобетонных плит — их большой собственный вес (1,4—2,1 кН/м^2), что утяжеляет все нижележащие конструкции каркаса здания.

Для снижения нагрузок от покрытия в последнее время находят применение металлические панели шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Масса таких панелей в 4—5 раз меньше, чем железобетонных. По сравнению с кровлей по прогонам металлические панели более индустриальны и позволяют значительную часть работ по устройству кровли перенести на заводы металлических конструкций или в специализированные мастерские. Однако расход стали на них по сравнению с прогонным решением несколько больше за счет дополнительных элементов, необходимых для обеспечения жесткости панелей при транспортировке и монтаже.

Утепленные стальные панели обычно состоят из каркаса, профилированного настила, эффективного утеплителя и гидроизоляционного слоя. Поперечный разрез панели пролетом 12 м с каркасом из гнутых профилей приведен на рис. 13.5. Для пролета 12 м разработаны также панели со шпренгелем, с предварительно напряженной обшивкой и другие решения.

Неутепленные стальные панели применяются в покрытиях зданий со значительными тепловыделениями. Возможные конструктивные решения таких панелей показаны на рис. 13.6.

Панели с использованием алюминиевых сплавов отличаются малой массой и высокой коррозионной стойкостью. Однако из-за высокой стоимости алюминия их применение требует дополнительного технико-эко-

номического обоснования. Целесообразно использование таких панелей в производствах с сильноагрессивными средами и в отдаленных районах, где высока стоимость транспортных расходов.

Различают каркасные и бескаркасные алюминиевые панели. Бескаркасные панели выполняются из тонких алюминиевых листов с приклеенным к ним утеплителем, обладающим необходимой жесткостью. Несущая способность бескаркасных панелей мала и они требуют частого расположения несущих конструкций.

Каркасные панели сложнее в изготовлении, но обладают большей несущей способностью. Их конструктивные решения весьма разнообразны. Обшивка таких панелей выполняется как из плоских, так и из профилированных листов. Для обеспечения устойчивости плоских листов целесообразно использовать предварительное напряжение.

Примеры решения алюминиевых панелей показаны на рис. 13.7.

§ 2. ПРОГОНЫ

Прогоны воспринимают нагрузку от кровли и передают ее на стропильные конструкции. Прогоны бывают сплошного сечения и решетчатые. Сплошные прогоны тяжелее решетчатых, но значительно проще в изготовлении и монтаже. Они применяются при шаге ферм 6 м. Сплошные прогоны обычно изготовляются из прокатных швеллеров, реже из двутавров. Более рациональны прогоны из гнутых профилей швеллерного, С-образного и Z-образного сечения (рис. 13.8). Такие прогоны могут иметь развитую высоту при тонкой стенке. Для обеспечения местной устойчивости полок устраивают отгибы.

При легкой кровле и небольших снеговых нагрузках прогоны из гнутых профилей могут применяться при шаге ферм до 12 м. При больших нагрузках более рациональны сквозные прогоны, а также разработанные в ЦНИИПроектстальконструкция прогоны из перфорированного двутавра («сквозной» двутавр) (см. рис. 7.38) и тонкостенных балок.

По расходу стали прогоны из «сквозных» двутавров приближаются к решетчатым, а по стоимости на 10—15 % дешевле.

Еще более эффективно использование для прогонов тонкостенных балок. Учет закритической стадии работы стенки позволяет уменьшить ее толщину и принять гибкость стенки (отношение высоты к толщине) 200—300. Такие прогоны на 8—18 % легче решетчатых. Для изготовления тонкостенных балок-прогонов разработана поточная линия с применением высокочастотной сварки.

1. Прогоны сплошного сечения

Сплошные прогоны выполняются по разрезной и неразрезной схемам. Хотя при неразрезной схеме расход стали на прогоны меньше, в целях упрощения монтажа чаще применяются разрезные прогоны.

При малоуклонной кровле ($i=1{,}5$ %) работа прогонов ничем не отличается от работы обычных прокатных балок на вертикальную нагрузку; аналогичен также и расчет (см. гл. 7).

При кровле с большим уклоном прогоны, расположенные на скате, работают на изгиб в двух плоскостях (косой изгиб). Вертикальная нагрузка q от кровли может быть разложена на действующую в плоскости большей жесткости прогона q_x, и скатную составляющую q_y (рис. 13.9, *а*). Хотя при применяемых уклонах кровли скатная составляющая невелика, напряжения от нее вследствие малой жесткости прогона относительно оси $y—y$ получаются большими. Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18—22 мм (рис. 13.9, *б*), уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската. Тяжи ставят между всеми прогонами, за исключением конькового. В панелях у конька тяжи крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор. По коньку устанавливается прогон с увеличенной в горизонтальной плоскости жесткостью или спаренные прогоны, соединенные между со-

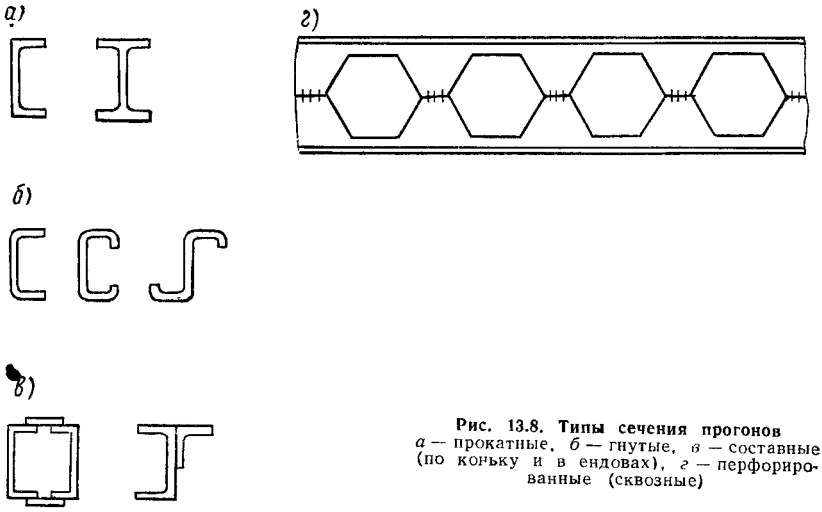


Рис. 13.8. Типы сечения прогонов
а — прокатные, *б* — гнутые, *в* — составные (по коньку и в ендовах), *г* — перфорированные (сквозные)

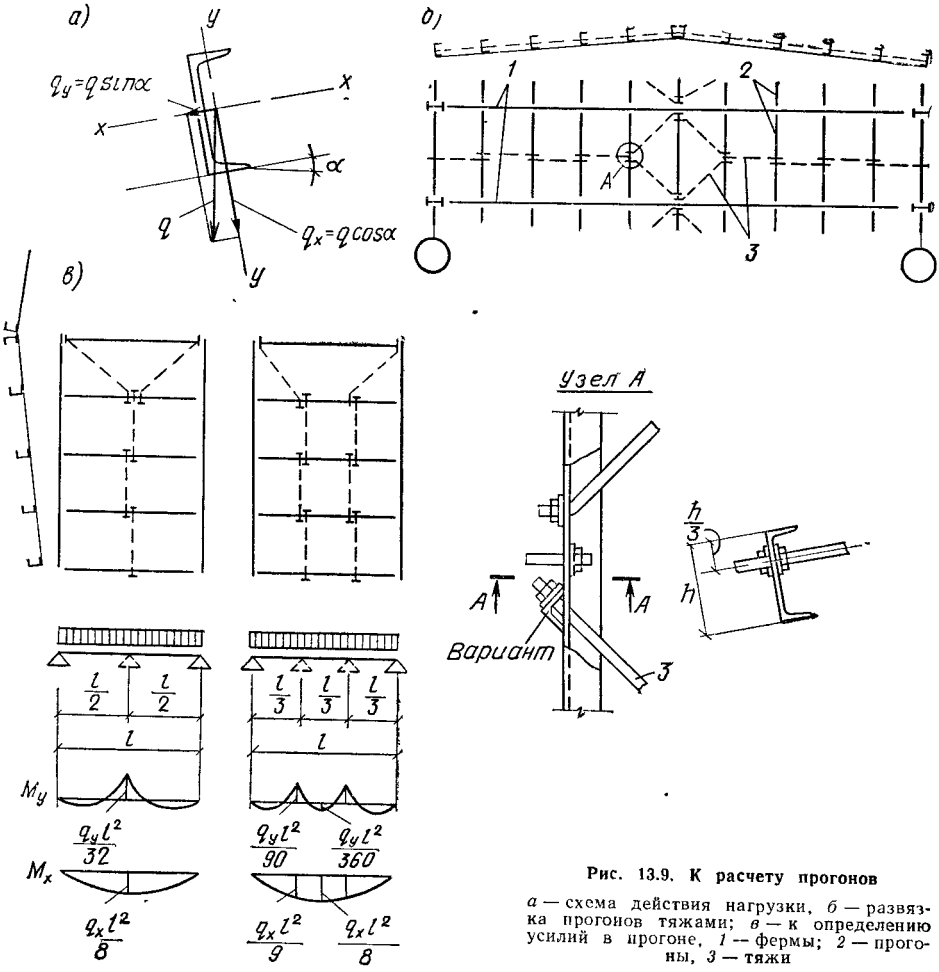


Рис. 13.9. К расчету прогонов
а — схема действия нагрузки, *б* — развязка прогонов тяжами; *в* — к определению усилий в прогоне, *1* — фермы; *2* — прогоны, *3* — тяжи

бой (рис. 13.9, *б*). Вертикальная нагрузка на прогон определяется по формуле

$$q = (g_{кр}/\cos\alpha + p)\,b + q_{пр}, \qquad (13.1)$$

где $g_{кр}$ — расчетная нагрузка от веса 1 м² кровли, α — угол наклона к горизонту (при уклоне кровли $i \leqslant 1/8$ можно принимать $\cos\alpha \approx 1$), p — расчетная нагрузка от снега, см.

формулу (13.5); b — расстояние между прогонами; $q_{пр}$ — расчетная погонная нагрузка от веса прогона.

В зданиях с фонарями, имеющих перепады высот по длине или ширине, расчетная снеговая нагрузка не является равномерной по ширине пролета здания и существенно увеличивается у перепадов высот (снеговые мешки), что представляет особую опасность для прогонов и учитывается коэффициентом $c>1$ (см. СНиП II-6-74).

Составляющие нагрузки q_x и q_y в зависимости от угла наклона ската кровли α будут равны:

$$q_x = q\cos\alpha \text{ и } q_y = q\sin\alpha. \qquad (13.2)$$

Значения изгибающих моментов в плоскости меньшей жесткости прогона зависят от числа тяжей (рис. 13.9, *в*). При шаге ферм 6 м обычно ставят один тяж, при шаге 12 м и крутом скате лучше поставить два.

При постановке одного тяжа расчетный момент M_y в плоскости ската находится как опорный момент в двухпролетной неразрезной балке (в том же сечении, где M_x максимален). Значения изгибающих моментов при постановке двух тяжей даны на рис. 13.9, *в*.

Наибольшие напряжения в прогоне при изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leqslant R\gamma. \qquad (13.3)$$

Прочность прогонов разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = M_x/c_x W_x + M_y/c_y W_y \leqslant R\gamma, \qquad (14.4)$$

где c_x и c_y — коэффициенты, зависящие от типа сечения прогона (см. гл 7).

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует сплошное полотнище (например, плоский стальной лист, приваренный к прогонам, стальной профилированный настил, прикрепленный к прогонам самонарезающими болтами и соединенный между собой заклепками и т. п.), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x. Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления кровельных плит или настила к прогонам и силами трения между ними. Однако, как показывают результаты обследования, при свободном опирании кровельных элементов возможна потеря устойчивости прогона.

Прогиб прогонов от нормативной нагрузки проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать $^1/_{200}$ пролета.

Прогоны крепят к поясам ферм с помощью коротышей из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали (см. рис. 13.2, 13.3).

2. Решетчатые прогоны

Решетчатые прогоны могут иметь различные конструктивные решения (рис. 13.10, *а—в*).

Недостаток решетчатых прогонов — большое число элементов и узловых деталей и связанная с этим высокая трудоемкость изготовления. Поэтому наиболее целесообразен трехпанельный прогон, принятый в качестве типового. Верхний пояс этого прогона из двух швеллеров. Элементы решетки из одиночного гнутого швеллера. Раскосы прикрепляются к верхнему поясу на дуговой или контактной сварке (рис. 13.10, *г*). Такое решение существенно упрощает изготовление и обеспечивает достаточную боковую жесткость.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. Верхний пояс при этом работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

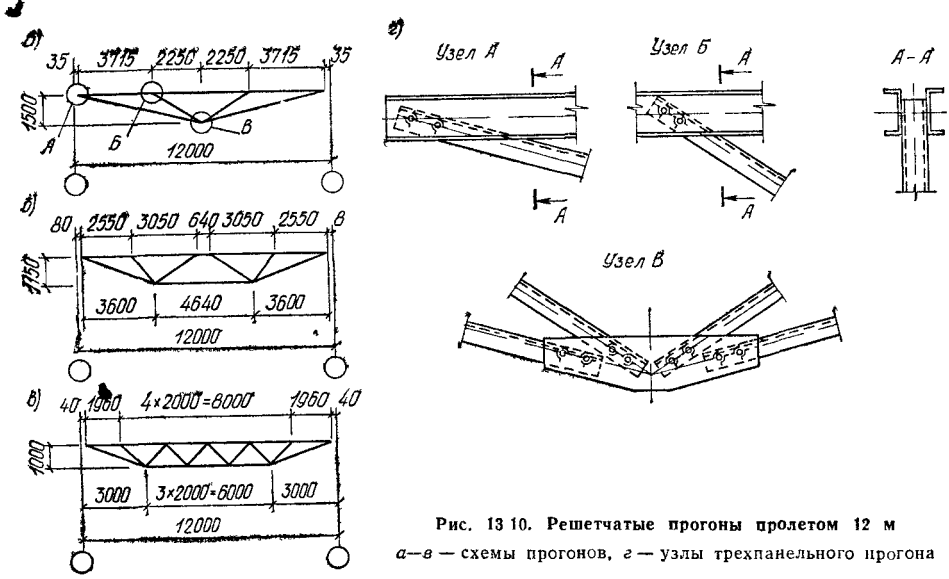


Рис. 13.10. Решетчатые прогоны пролетом 12 м

а—в — схемы прогонов, *г* — узлы трехпанельного прогона

§ 3. СТРОПИЛЬНЫЕ И ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Основные вопросы компоновки, расчета и конструирования ферм изложены в гл. 9. Здесь рассмотрены только вопросы, связанные с применением ферм в покрытиях производственных зданий.

1. Схемы ферм

Схемы ферм, применяемых в покрытиях производственных зданий, достаточно разнообразны (рис. 13.11). Выбор типа ферм зависит от технологических условий производства, конструкции кровли и технико-экономических соображений. Эти требования определяют длину пролета, очертание верхнего пояса, высоту фермы, способ водоотвода, величину уклона и т. д.

При рулонных кровлях применяют фермы трапециевидного очертания (уклон $i = {}^1/_8 ... {}^1/_{12}$) и с параллельными поясами (уклон 1,5 % создается за счет строительного подъема) (рис. 13.11, *а*, *б*). Последние несколько (~на 3 %) тяжелее трапециевидных, однако благодаря одинаковой длине элементов решетки, изготовление их проще. Площадь кровли при фермах с параллельными поясами также несколько меньше. Кроме того, малоуклонную кровлю защищают тонким слоем гравия на битумной мастике, что повышает ее долговечность и огнестойкость (на скатных кровлях этот слой держаться не может). В результате, с учетом эксплуатационных расходов, приведенные затраты на покрытие по фермам с параллельными поясами получаются меньше. Поэтому такое решение принято как типовое.

При устройстве холодных кровель из асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, когда требуется больший уклон, применяют треугольные фермы или двускатные с параллельными поясами (рис. 13.11, *в*, *г*).

Для открылков, а также в многопролетных зданиях с наружным отводом воды используют односкатные фермы (рис. 13.11, *д*, *е*).

Высоту ферм в середине пролета $h_ф$ принимают на основе технико-экономического анализа с учетом условий перевозки.

В зданиях с подвесным транспортом (подвесные краны, конвейеры) высота ферм определяется с учетом повышенных требований к жестко-

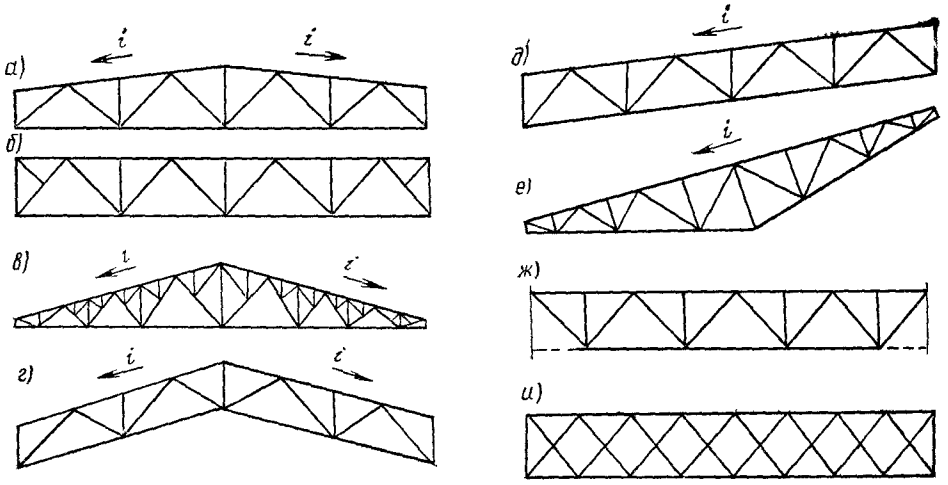


Рис. 13.11. Схемы ферм покрытий

сти покрытия. Для сокращения объема здания внутрицеховые коммуникации следует размещать в пределах межферменного пространства, что в некоторых случаях требует увеличения высоты ферм. Высота фермы по опоре $h_{оп}$ зависит от типа сопряжения ригеля с колонной. При жестком сопряжении эта высота должна быть не меньше $(^1/_{13}...^1/_{17})l$.

Решетку стропильных ферм проектируют обычно треугольной с дополнительными стойками. С учетом размеров типовых кровельных плит размер панели верхнего пояса принимается модульным, равным 3 м.

При частом расположении прогонов и ширине плит 1,5 м обычно применяют фермы со шпренгельной решеткой, чтобы исключить работу верхних поясов ферм на местный изгиб при внеузловой передаче нагрузки.

Схемы стропильных ферм из парных уголков и их основные размеры должны соответствовать ГОСТ.

Для отапливаемых и неотапливаемых зданий с унифицированными пролетами до 36 м с покрытиями из железобетонных плит, стального профилированного настила и волнистых асбестоцементных листов разработаны серии типовых проектов ферм.

Для отапливаемых зданий, а также для неотапливаемых с железобетонными плитами основным типом стропильных конструкций являются фермы с параллельными поясами (уклон $i=1{,}5$ %). Высота ферм по наружным граням поясов принята 3150 мм, что позволяет собирать фермы, независимо от пролета, в едином кондукторе. Фермы пролетом 18 и 24 м для уменьшения объема здания применяют пониженной высоты $h_ф=2250$ мм (рис. 13.12). Высота ферм из круглых труб равна 2900 мм по осям поясов.

Для неотапливаемых зданий с покрытием из волнистых листов разработаны типовые треугольные фермы с уклоном верхнего пояса $i=1/3{,}5$. Решетка треугольная с дополнительным шпренгелем. Шаг прогонов — 1,5 м.

Подстропильные фермы проектируют чаще всего с параллельными поясами, треугольной решеткой и стойками, к которым крепят стропильные фермы. Высота подстропильных ферм определяется конструкцией узла примыкания стропильной фермы и зависит от высоты последней. Обычно стропильные фермы с параллельными поясами и трапециевидные примыкают к подстропильным сбоку и их высоты близки. Треугольные стропильные фермы опираются сверху. Узел примыкания стропильных ферм к подстропильным обычно выполняется шарнирным.

До последнего времени основным типом сечения элементов ферм

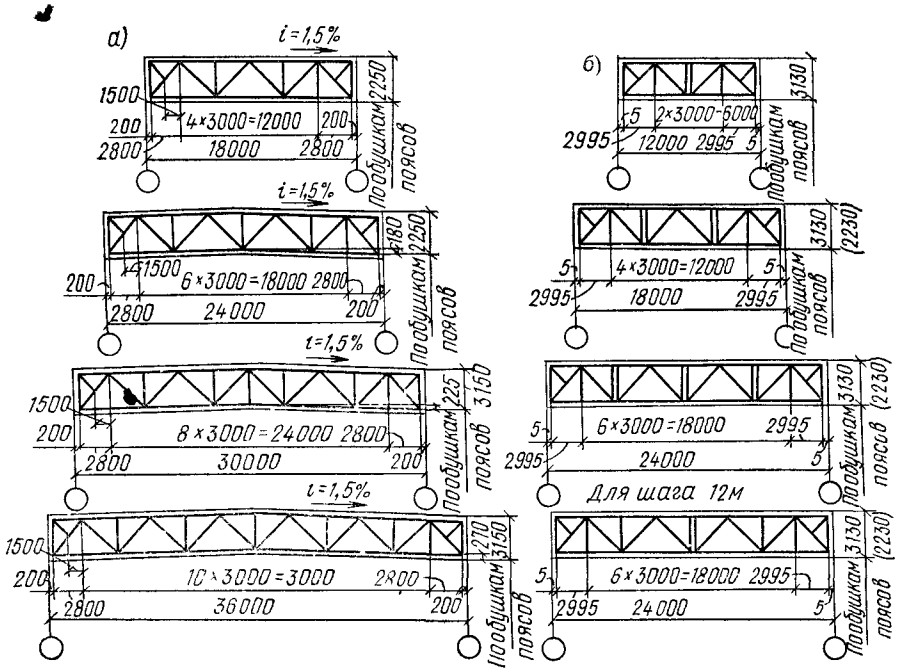


Рис. 13.12. Схемы типовых ферм для покрытий с уклоном кровли 1,5 % (сечения элементов из уголков и тавров)

а — стропильные фермы, *б* — подстропильные фермы

были парные уголки. Несмотря на широкое распространение, такое решение имеет ряд недостатков: нерациональность сечения из уголков при работе на сжатие и большое число дополнительных элементов (соединительных прокладок, фасонок) увеличивают расход стали; большой объем сварки и мелких деталей усложняет изготовление; наличие зазоров между уголками затрудняет окраску конструкций и снижает их коррозионную стойкость.

Поэтому в последние годы с развитием эффективных видов металлопроката (трубы, широкополочные двутавры, гнутые профили) в покрытиях производственных зданий находят применение более рациональные конструктивные решения ферм, обеспечивающие снижение массы и трудоемкости изготовления и монтажа металлических конструкций.

К таким решениям можно отнести фермы с элементами из круглых труб и прямоугольных гнутозамкнутых профилей, фермы с поясами из двутавров и решеткой из гнутозамкнутых профилей; фермы с поясами из тавров и треугольной решеткой из уголков (см. гл. 9).

Интересным конструктивным решением является ферма с поясами из широкополочных тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис. 13.11, *и*). Крепление уголков в узлах с разных сторон пояса позволяет во многих случаях обойтись без фасонок (см. рис. 9.22, *а*), что снижает расход стали и упрощает изготовление (см. гл. 9).

Возможно также при небольших нагрузках использование для стропильных конструкций тонкостенных балок с гибкостью стенки 200—300.

При конструировании фермы разбивают на отправочные марки. Длина отправочной марки определяется условиями транспортирования. Обычно при пролете до 18 м фермы транспортируют целиком, а при большем пролете разбивают на два или три отправочных элемента.

Для сокращения транспортных расходов разработаны конструкции ферм покрытий с узлами на высокопрочных болтах. Такие конструкции поставляются «россыпью».

Дальнейшим этапом индустриализации строительства и повышения его эффективности является разработка и внедрение легких металличе-

ских конструкций одноэтажных зданий. Отличительная особенность таких конструкций — комплектность поставки всех элементов, применение эффективных профилей и соединений, использование легких (со средней плотностью не более 300 кг/м^3) утеплителей. Такие конструкции изготовляются на специализированных заводах.

Легкие металлические конструкции рекомендуются для применения в отапливаемых одноэтажных производственных зданиях с неагрессивной и слабоагрессивной средой при подвесных кранах грузоподъемностью до 3,2 т или мостовых кранах грузоподъемностью до 20 т легкого и среднего режима работы.

Одним из примеров легких металлических конструкций является покрытие с фермами из замкнутых гнутосварных профилей пониженной высоты. Шаг ферм принят 4 м, профилированный настил крепится непосредственно к верхним поясам ферм на самонарезающих винтах. Решетка ферм — треугольная с нисходящим раскосом (см. рис. 13.11, *ж*). Верхний пояс фермы помимо сжимающего усилия воспринимает также момент от равномерно распределенной нагрузки.

Подстропильные фермы также имеют треугольную решетку с нисходящим раскосом. Верхний пояс фермы выполнен из широкополочного двутавра, что упрощает опирание стропильных ферм.

2. Особенности расчета

А. Нагрузки. Основными нагрузками при расчете стропильных ферм являются постоянная нагрузка от кровли и несущих конструкций покрытия и нагрузка от снега. Иногда на стропильные фермы действуют и другие нагрузки: от подвесного транспорта, подвесных коммуникаций и оборудования, электроосветительных установок, вентиляторов, галерей, систем испарительного охлаждения, устанавливаемых на крыше здания и т. д. При больших пылевыделениях (например, на цементных заводах) при расчете ферм учитывают нагрузку от пыли.

Постоянные нагрузки от кровли, стропильных ферм, связей по покрытию и фонарей принимаются, как правило, равномерно распределенными. Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитываются в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах опирания крайних стоек фонаря.

Значения нагрузок и коэффициентов перегрузки (коэффициентов надежности по нагрузке) для некоторых наиболее распространенных типов покрытий приведены в табл. 13.1.

Нагрузка от бортовой стенки фонаря определяется в зависимости от конструктивного решения. Вес остекления принимается равным 0,35 кН на 1 м^2 остекленной поверхности.

Снеговые нагрузки при расчете элементов покрытия (плит, прогонов, настила и ферм) несколько отличаются от принимаемых при расчете поперечных рам.

Это объясняется тем, что для конструкций покрытия снеговая нагрузка является основной, определяющей размеры сечения элементов (особенно при легких кровлях). В некоторых случаях доля снеговой нагрузки в расчетных усилиях достигает 60—70 %. Поэтому элементы покрытия весьма чувствительны к возможным перегрузкам и неравномерному распределению снеговой нагрузки, что необходимо учитывать при расчете.

Расчетное значение снеговой нагрузки определяют по формуле

$$p = np_0 c. \qquad (13.5)$$

Значение коэффициента перегрузки n при расчете элементов покрытия принимается в зависимости от отношения нормативного веса покрытия $g^н$ к нормативной снеговой нагрузке $p^н$ (см. гл. 12).

Коэффициент c учитывает неравномерное распределение снега по покрытию, возможность образования вследствие переноса снега снего-

Таблица 13.1. Нагрузки от веса конструкций покрытия

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м²	Коэффициенты перегрузки	Расчетная, кН/м²
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (15—20 мм)	0,3—0,4	1,3	0,4—0,52
Гидроизоляционный ковер из 3—4 слоев рубероида	0,15—0,2	1,3	0,2—0,36
Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплитель[1] толщиной h и удельным весом γ:	γh	1,2—1,3	—
а) пенобетон $\gamma=6$ кН/м³		1,3	
б) минеральватные плиты $\gamma=1$—3 кН/м³		1,3	
в) пенопласт $\gamma=0,5$ кН/м³		1,2	
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3	0,065
Несущие элементы кровли			
Профилированный настил (0,8—1 мм)	0,13—0,16	1,05	0,14—0,17
Волнистые листы:			
а) асбестоцементные	0,2	1,1	0,22
б) стальные (1—1,75 мм)	0,12—0,21	1,05	0,13—0,22
Плоский стальной настил (3—4 мм)	0,24—0,32	1,05	0,23—0,34
Железобетонные панели из тяжелого бетона (с заливкой швов) размерами:			
3×6 м	1,6	1,1	1,75
3×12 м	1,8	1,1	2
Металлические конструкции покрытия			
Прогоны:			
а) сплошные пролетом 6 м	0,05—0,08	1,05	0,055—0,085
» » 12 м	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
в) решетчатые	0,07—0,12	1,05	0,075—0,125
Каркас стальной панели размерами:			
а) 3×6 м	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
б) 3×12 м	0,15—0,25	1,05	0,16—0,26
Стропильные фермы[2]	0,10—0,40	1,05	0,105—0,42
Подстропильные фермы[2]	0,05—0,10	1,05	0,055—0,105
Каркас фонаря	0,08—0,12	1,05	0,085—0,125
Связи покрытия	0,04—0,06	1,05	0,040—0,065

[1] Требуемую толщину утеплителя определяют теплотехническим расчетом.
[2] Меньшее значение принимают для пролета здания $l=24$ м и легкой кровли; большее для $l=36$ м и тяжелой кровли.

вых мешков у перепадов высот и зависит от конфигурации кровли (рис. 13.13).

Для зданий без фонарей и перепадов высот при угле наклона кровли $\alpha\leqslant 25°$ $c=1,0$, при $\alpha\geqslant 60°$ $c=0$, в интервале $25°<\alpha<60°$ значение c определяют линейной интерполяцией.

Если здание имеет двускатное покрытие с углом наклона $20°\leqslant\alpha\leqslant 30°$, то учитывается и второй вариант загружения снегом (рис. 13.13, *а*).

Для зданий с фонарями (рис. 13.13, *б*) рассматривают два варианта загружения снегом, а коэффициенты c определяют по формулам:

$$c_2 = 1 + 0,1a/b; \quad c_3 = 1 + 0,6a/S_ф;$$
$$c_4 = 1 + 0,4a/S_ф. \qquad (13.6)$$

Значения c при этом не должны превышать: для ферм и балок при

нормативной нагрузке от покрытия более 1,5 кН/м²—2,5; то же, при нормативной нагрузке от покрытия менее 1,5 кН/м²—4; для профилированного настила—2; для прогонов—2,5. Значение $S_ф$ принимается равным высоте фонаря $h_{фон}$, но не более b.

При более сложных конфигурациях покрытия с перепадами высот снег сдувается с вышележащих пролетов на нижележащие и образуются зоны повышенных снеговых нагрузок. Данные для определения этих нагрузок приведены в главе СНиП II-6-74. В необходимых случаях, когда неблагоприятные усилия в элементах возникают при частичном загружении, следует рассмотреть также схемы со снеговой нагрузкой, действующей на части пролета.

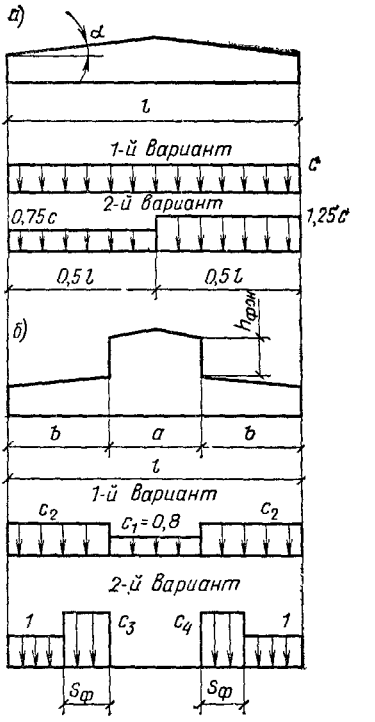


Рис. 13.13. К определению снеговых нагрузок

В большинстве случаев наибольшие усилия в поясах и раскосах ферм получаются при загружении по первому варианту. Второй вариант является определяющим для плит, настилов, прогонов и стоек ферм, расположенных в местах повышенных снеговых нагрузок. Кроме того, при загружении по второму варианту, а также при половинном загружении пролета в средних раскосах ферм может измениться знак усилия, и слабонагруженные растянутые элементы, имеющие большую гибкость, окажутся сжатыми.

Расчетные узловые силы на ферму от постоянных и снеговых нагрузок определяются в соответствии с указаниями гл. 9.

Нагрузка от ветра вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега. Поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать только в том случае, если ее величина превышает вес покрытия (при легких кровлях и в районах с повышенной ветровой нагрузкой).

Прочие нагрузки на стропильные фермы принимают по технологическому заданию.

Б. Определение усилий в стержнях ферм. Усилия в стержнях стропильных и подстропильных ферм при шарнирном сопряжении их с колоннами от неподвижной узловой нагрузки определяют графическим или аналитическим способом (см. гл. 9). При внеузловой передаче нагрузки пояс фермы работает на осевое усилие с изгибом. Учитывая неразрезность пояса, значение момента можно приближенно определить по формуле

$$M = (Fd/4)\,0{,}9, \qquad (13.7)$$

0,9 — коэффициент, учитывающий неразрезность пояса.

Усилия от подвижной нагрузки (подвесных кранов, тельферов) определяют по линиям влияния.

В стропильных фермах, входящих в состав поперечной рамы, возникают усилия от распора (продольная сила в ригеле) $H_р$ (рис. 13.14, *а*). В зависимости от конструктивного решения узла сопряжения фермы и колонны распор рамы воспринимается нижним или верхним поясом

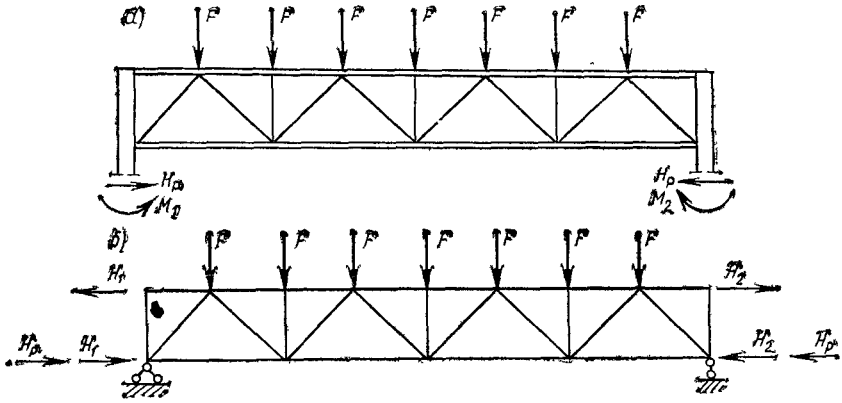


Рис. 13.14. К расчету ферм

а — схема приложения нагрузок; *б* — расчетная схема

фермы. При расчете рам по приближенной методике с заменой решетчатого ригеля сплошным, расположенным в уровне нижнего пояса, распор рамы считается приложенным к нижнему поясу.

При жестком сопряжении ригеля с колонной в элементах фермы возникают усилия от рамных моментов на опорах. Эти усилия можно определить графическим или аналитическим способом, приложив на опорах фермы две пары горизонтальных сил (рис. 13. 14, *б*):

$$H_1 = M_1/h_{оп} \text{ и } H_2 = M_2/h_{оп}, \qquad (13.8)$$

где $h_{оп}$ — расстояние между осями поясов фермы на опоре.

Значения опорных моментов M_1 и M_2 берут из таблицы расчетных усилий колонны для сечения *1—1* (см.табл. 12.6), при этом, взяв момент для левой опоры M_1, нужно определить опорный момент для правой опоры M_2 при той же комбинации нагрузок.

При определении опорных моментов следует учитывать: первую комбинацию с максимальным (по абсолютному значению) моментом, вызывающую наибольшее растягивающее усилие в крайней панели верхнего пояса, и вторую комбинацию моментов без учета снеговой нагрузки для определения возможного сжимающего усилия в нижнем поясе.

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы составляют таблицу, включающую усилия от постоянных и временных нагрузок, от распора рамы и опорных моментов (см. пример табл. 13.2). Расчетные усилия получают суммированием отдельных составляющих в их неблагоприятном сочетании.

Узлы сопряжения ферм с колонной выполняются, как правило, на болтах и имеют определенную податливость; в процессе эксплуатации может произойти ослабление соединений и степень защемления фермы на опоре уменьшится. Опорные моменты и распор рамы определяют с учетом всех нагрузок (постоянных, снеговых, крановых, ветровых), которых может и не быть. Поэтому разгружающее влияние опорных моментов и распора рамы обычно не учитывают.

Если усилия в рассматриваемом стержне от распора рамы, опорных моментов и вертикальной нагрузки имеют одинаковые знаки, то принимают их сумму. Если знаки усилий разные и усилия от распора и моментов меньше по абсолютному значению, то за расчетное берут усилие только от вертикальной нагрузки. Если же усилия имеют разные знаки, и усилия от распора и моментов больше усилий от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен и на алгебраическую сумму этих усилий.

При обеспечении достаточной жесткости узла сопряжения ферм и колонн, например при соединении на сварке, может быть учтено разгру-

жающее влияние опорных моментов от постоянной и снеговой нагрузок.

Для этого расчет фермы следует проводить раздельно для каждой нагрузки с учетом соответствующих рамных моментов и распора и составлять расчетные комбинации, вызывающие наиболее неблагоприятные усилия.

Подбор сечения элементов ферм покрытия, расчет и конструирование промежуточных узлов выполняются так же, как и для обычных свободно опертых ферм (см. гл. 9).

3. Опорные узлы

Конструкция опорных узлов ферм зависит от способа сопряжения фермы с колонной.

При шарнирном сопряжении наиболее простым является узел опирания фермы на колонну сверху с использованием дополнительной стойки (надколонника) (рис. 13.15, *а*). При таком решении возможно опирание ферм как на металлическую, так и на железобетонную колонну. Аналогично решается и узел опирания стропильной фермы на подстропильную (рис. 13.15, *в*).

Опорное давление фермы $F_ф$ передается с опорного фланца фермы через строганые или фрезерованные поверхности на опорную плиту колонны или опорный столик подстропильной фермы. Опорный фланец для четкости опирания выступает на 10—20 мм ниже фасонки опорного узла. Площадь торца фланца определяется из условия смятия $A \geqslant F_ф/R_{см\,т}$, где $R_{см.т}$ — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки).

Верхний пояс фермы конструктивно на болтах грубой или нормальной точности прикрепляют к фасонке надколонника. Для того чтобы узел не мог воспринять усилия от опорного момента и обеспечивал шарнирность сопряжения, отверстия в фасонках делают на 5—6 мм больше диаметра болта.

При жестком сопряжении стропильная ферма примыкает обычно к колонне сбоку (рис. 13.16).

Опорное давление $F_ф$ передается на опорный столик. Опорный столик делают из листа $t=30...40$ мм при небольшом опорном давлении ($F_ф \leqslant 200$—250 кН) из уголков со срезанной полкой. Учитывая возможный эксцентриситет передачи нагрузки, возникающий из-за неплотного опирания фланца и его перекоса в своей плоскости, угловые швы крепления столика рассчитывают на усилие $F=1{,}2\,F_ф$. Опорный фланец крепят к полке колонны на болтах грубой или нормальной точности, которые ставят в отверстия на 3—4 мм больше диаметра болтов, чтобы они не могли воспринять опорную реакцию фермы в случае неплотного опирания фланца на опорный столик.

Горизонтальные усилия от опорного момента $H_1=M_1/h_{оп}$ воспринимаются узлами крепления верхнего и нижнего поясов. Последний дополнительно воспринимает усилие от распора рамы $H_р$. В большинстве случаев опорный момент фермы имеет знак минус, и сила H_1, как и $H_р$, прижимает фланец узла нижнего пояса к колонне. Напряжения по поверхности контакта невелики и их можно не проверять. Если сила $H=H_1+H_р$ отрывает фланец от колонны (при положительном знаке момента), то болты крепления фланца к колонне работают на растяжение и их прочность следует проверить с учетом внецентренного относительно центра болтового поля приложения усилия.

Швы крепления фланца к фасонке воспринимают опорную реакцию фермы $F_ф$ и внецентренно приложенную силу H (центр шва не совпадает с осью нижнего пояса). Под действием этих усилий угловые швы работают на срез в двух направлениях (рис. 13.17).

Прочность соединения по металлу шва проверяется в точке действия наибольших результирующих напряжений (точка A) по формуле

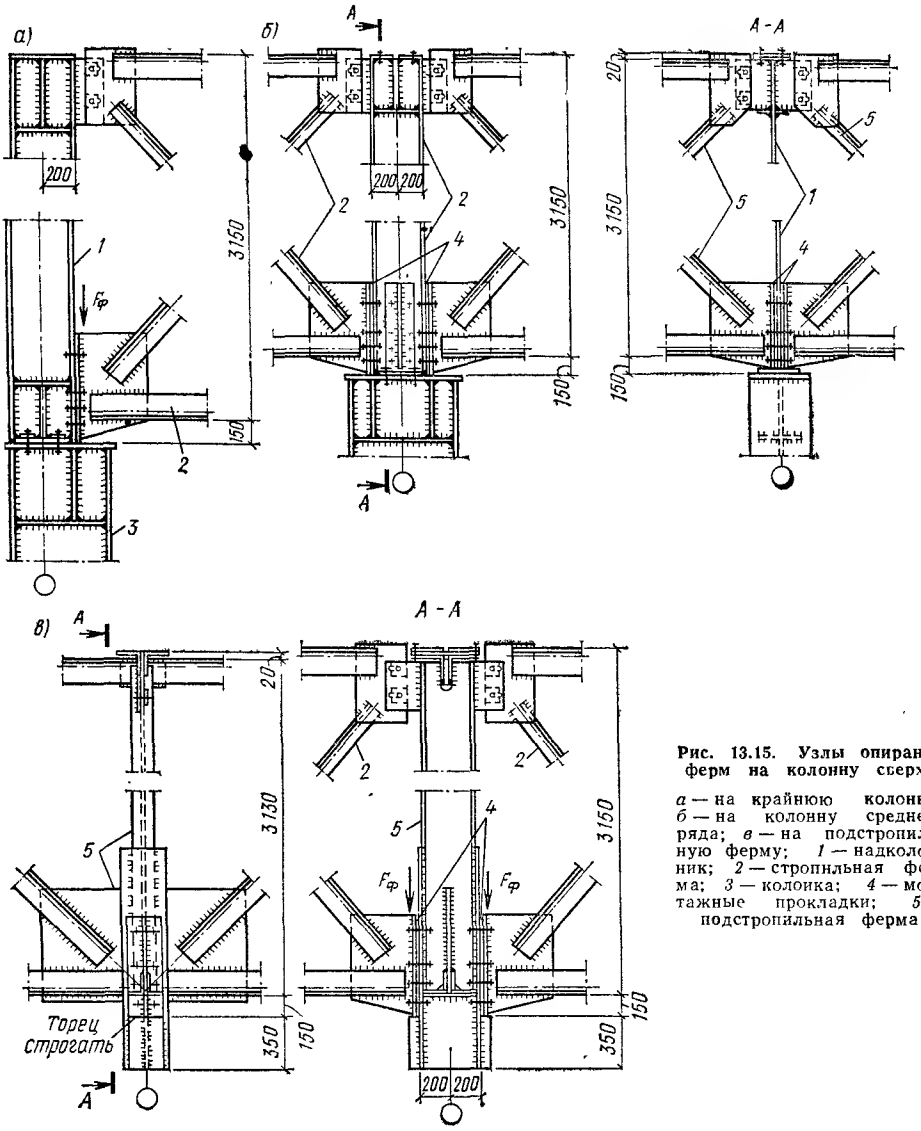


Рис. 13.15. Узлы опирания ферм на колонну сверху

а — на крайнюю колонну; *б* — на колонну среднего ряда; *в* — на подстропильную ферму; *1* — надколонник; *2* — стропильная ферма; *3* — колонка; *4* — монтажные прокладки; *5* — подстропильная ферма

$$\tau_ш = \sqrt{(\tau_{шF})^2 + (\tau_{шH} + \tau_{шM})^2} \leqslant R^{св}_{уш}\,\gamma^{св}_{уш}\,\gamma, \qquad (13.9)$$

где $\tau_{шF} = F_ф/2\beta_ш k_ш l_ш$;

$\tau_{шH} = H/2\beta_ш k_ш l_ш$;

$\tau_{шM} = M/W_ш = 6He/2\beta_ш k_ш l^2_ш$.

Если $\beta_ш R^{св}_{уш}\gamma^{св}_{уш} > \beta_с R^{св}_{ус}\gamma^{св}_{ус}$, то необходимо сделать проверку по основному металлу по границе сплавления.

В узле крепления верхнего пояса сила H_1 стремится оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб (рис. 13.18). Момент при изгибе фланца определяют как в защемленной балке пролетом b, равным расстоянию между болтами, $M_{фл} = H_1 b/8$.

Напряжения во фланце

$$\sigma = \frac{M_{фл}}{W} = \frac{H_1 b}{8} : \frac{at^2}{6} = \frac{3H_1 b}{4at^2} \leqslant R\gamma,$$

где a и t — длина и толщина фланца.

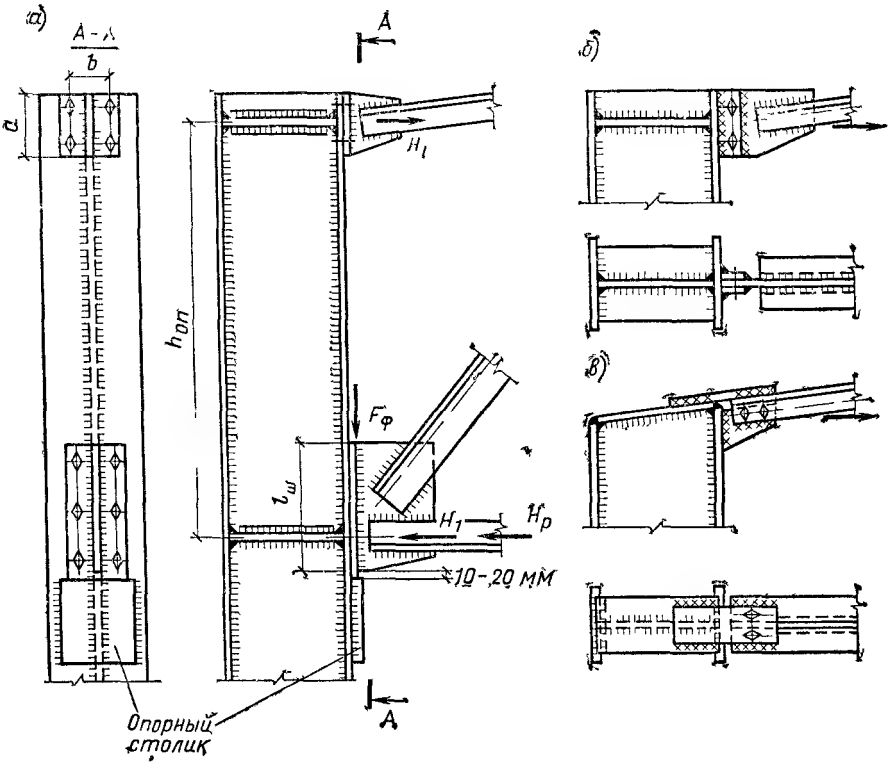


Рис. 13.16. Узел опирания стропильной фермы на колонну сбоку

а — общий вид; *б*, *в* — варианты крепления верхнего пояса при жестком соединении ригеля с колонной

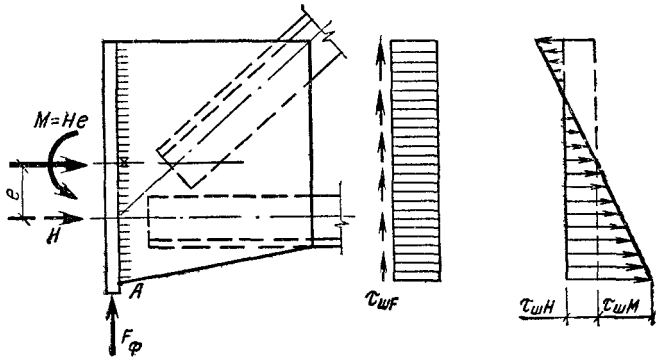


Рис. 13.17. К расчету шва крепления фланца к фасонке

Желательно, чтобы линия действия силы H_1 проходила через центр фланца. В этом случае усилие растяжения во всех болтах одинаково и необходимое число болтов $n = H_1/\gamma N_б$, где $N_б$ — несущая способность одного болта на растяжение (см. гл. 5).

Шов крепления фланца к фасонке работает на срез и его высоту определяют по формуле [см. формулу (5.8)]

$$k_ш \geqslant H_1/2a\left(\beta R_у^{св}\gamma_у^{св}\right)_{min}\gamma. \qquad (13.10)$$

Если линия действия силы H_1 не проходит через центр фланца, то швы и болты рассчитывают с учетом эксцентриситета.

В случае действия больших опорных моментов и при необходимости повышения жесткости узла сопряжения ригеля с колонной целесообразно выполнить соединение верхнего пояса с колонной на сварке (см. рис. 13.16, *б*, *в*).

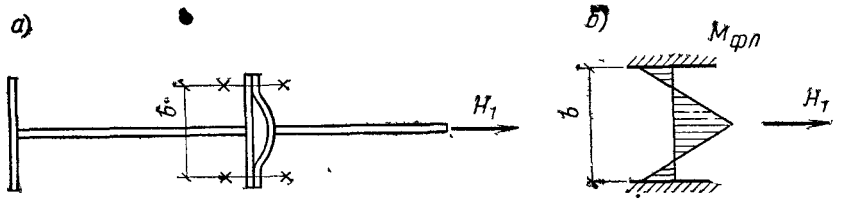


Рис. 13.18. К расчету узла крепления верхнего пояса

а — работа фланца; *б* — расчетная схема

Если фланец сделать тонким (t=8...10 мм) возможно малой длины, а расстояние между болтами по горизонтали принять достаточно большим (b=160...200 мм), то он будет гибким и не сможет воспринимать сколь-нибудь существенную силу H_1 (см. рис. 13.18, *а*).

Предельная сила H_1, которую может воспринять фланец с учетом образования пластического шарнира, определяется из выражения

$$\sigma = M_{фл}/W_{пл} = (H_1 b/8)/(at^2/4) = Rk,$$

где $W_{пл}=at^2/4$ — пластический момент сопротивления фланца; $k\approx1{,}3$ — коэффициент, учитывающий вероятность повышенных значений предела текучести (см. рис. 2.4). Откуда $H_{1,max}=2at^2Rk/b$. Максимальный опорный момент, который может возникнуть в узле сопряжения фермы с колонной, $M_{опmax}=H_{1,max}h_{оп}$.

При малом значении предельного опорного момента им можно пренебречь и считать сопряжение ригеля с колонной шарнирным.

Другим вариантом шарнирного узла при примыкании фермы к колонне сбоку является сопряжение верхнего пояса с колонной на болтах нормальной точности, поставленных в рассверленные (или овальные) отверстия по типу узла на рис. 13.15, *б*.

Опирание подстропильных ферм на колонны выполняется, как правило, шарнирным. Решение такого узла с надколонником показано на рис. 13.15, *б*. Работа и расчет его аналогичны узлу шарнирного опирания стропильных ферм.

При жестком сопряжении стропильных ферм с колоннами (опирание сбоку) для удобства монтажа целесообразно применить подстропильные фермы с нисходящим опорным раскосом (при другом решении

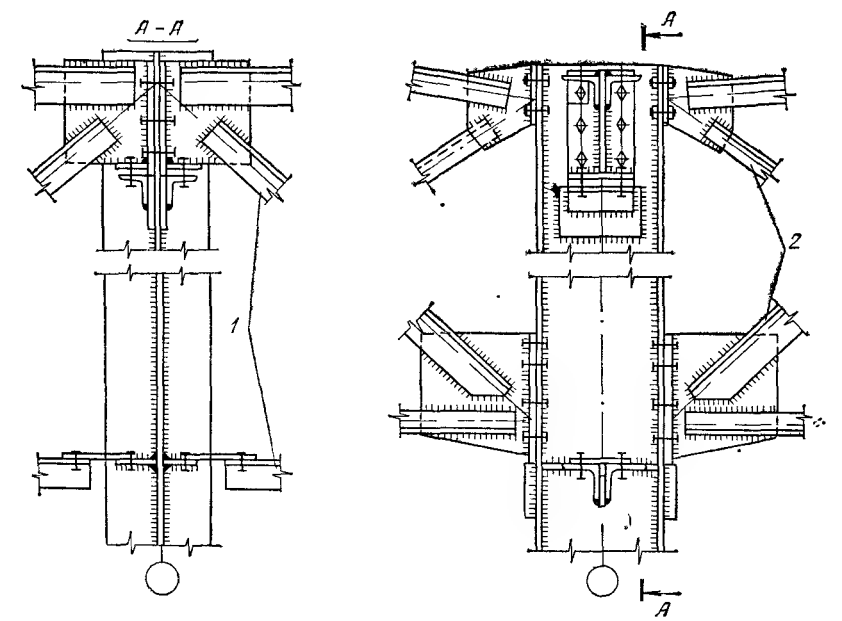


Рис. 13.19. Узел опирания подстропильной фермы на колонну

1 — подстропильная ферма, *2* — стропильная ферма

ферму трудно завести между полками колонны) (рис. 13.19). Опорное давление подстропильной фермы передается через строганый торец на столик, приваренный к стенке колонны. Фланец опорного узла прикрепляют к стенке колонны болтами нормальной точности. Нижний пояс подстропильной фермы делают укороченным (чтобы его не нужно было заводить внутрь колонны) и крепят накладкой к ребру колонны.

Опирание стропильных ферм на подстропильные выполняется в большинстве случаев по шарнирной схеме. Вариант решения такого узла показан на рис. 13.15, *в*. При неразрезных стропильных фермах для обеспечения жесткости узла необходимо перекрыть верхние пояса стропильных ферм накладкой, рассчитанной на восприятие усилия от опорного момента. В узле нижнего пояса это усилие прижимает фланец фермы к стойке, и дополнительные элементы для его восприятия не требуются.

§ 4. ПРИМЕР РАСЧЕТА СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

1. **Исходные данные.** Параметры здания и нагрузки те же, что в примерах компоновки (гл. 11) и расчета рамы (гл. 12). Материал стержней ферм — сталь марки ВСт3пс6-1, $R=240$ МПа$=24$ кН/см^2 ($t\leqslant 20$ мм), фасонок — ВСт3сп5-1 по ТУ 14-1-3023-80; пояса из тавров с параллельными гранями полок; решетка из уголков.

2 **Сбор нагрузок на ферму.** Постоянная нагрузка. Состав кровли см. в табл. 12.5. Нагрузка от покрытия (за исключением веса фонаря):

$$g'_{кр}=\left(g_{кр}-ng_{фон}\right)\gamma^*_н=(1{,}59-1{,}05\cdot 0{,}15)\,0{,}95=1{,}36\ кН/м^2.$$

Вес фонаря, в отличие от расчета рамы, учитываем в местах фактического опирания фонаря на ферму.

Вес каркаса фонаря на единицу площади горизонтальной проекции фонаря $g'_{фон}=0{,}1$ кН/м^2.

Вес бортовой стенки и остекления на единицу длины стенки $g_{б\,ст}=2$ кН/м.

Узловые силы (рис. 13.20, *а*):

$$F_1=F_2=g'_{кр}\,Bd=1{,}36\cdot 12\cdot 3=49\ кН;$$

$$F_3=g'_{кр}\,Bd+\left(g'_{фон}\,B\,0{,}5d+g_{б.ст}\,B\right)\gamma_н=$$
$$=1{,}36\cdot 12\cdot 3+(0{,}1\cdot 12\cdot 0{,}5\cdot 3+2\cdot 12)\,0{,}95=75\ кН;$$

$$F_4=g'_{кр}\,B\,(0{,}5d+d)+\left[g'_{фон}\,B\,(0{,}5d+d)\right]\gamma_н=$$
$$=1{,}36\cdot 12\,(0{,}5\cdot 3+3)+0{,}1\cdot 12\,(0{,}5\cdot 3+3)\,0{,}95=79\ кН.$$

Силы F_0 и F_9 приложены к колоннам и в расчете фермы не учитываются.

Опорные реакции $F_{4g}=F_1+F_2+F_3+F_4=2\cdot 49+75+79=252$ кН.

Снеговая нагрузка. Расчетная нагрузка: $p=p_0nc\gamma_н=1{,}50\cdot 1{,}45\cdot 0{,}95c=2{,}07c$; $n=1{,}45$ (см расчет рамы).

Узловые силы:

1-й вариант снеговой нагрузки (рис. 13.20, *б*)

$$F_{1p}=F_{2p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3\cdot 1{,}13=84\ кН;\qquad F_{3p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3\,(0{,}8+1{,}13)/2=72\ кН;$$
$$F_{4p}=2{,}07\cdot 12\,(3+0{,}5\cdot 3)\,0{,}8=89\ кН.$$

Опорные реакции: $F_{4r}=2F_{1p}+F_{3p}+F_{4p}=2\cdot 84+72+89=329$ кН.

2-й вариант снеговой нагрузки (рис. 13.20, *в*)

$$F'_{1p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3=75\ кН;\qquad F'_{2p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3\cdot 2{,}6=194\ кН;$$

$$F'_{3p}=2{,}07\cdot 12\,(3/2)\,2{,}6=97\ кН;\qquad F'_{4p}=F'_{5p}=F'_{6p}=0;$$

$$F'_{7p}=2{,}07\cdot 12\,(3/2)\,2{,}07=77\ кН;\qquad F'_{8p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3\cdot 2{,}07=154\ кН;$$

$$F'_{9p}=2{,}07\cdot 12\cdot 3=75\ кН.$$

Опорные реакции:

на левой опоре

$$F'_{Ap}=(75\cdot 26{,}5+194\cdot 23{,}5+97\cdot 20{,}5+77\cdot 8{,}5+154\cdot 5{,}5+75\cdot 2{,}5)/29=352\ кН;$$

на правой опоре

$$F'_{Bp}=75+194+97+77+154+75-352=320\ кН.$$

Нагрузка от рамных моментов (см. табл 12 6)

---

* $\gamma_н$ — коэффициент надежности по назначению (см пример расчета рамы).

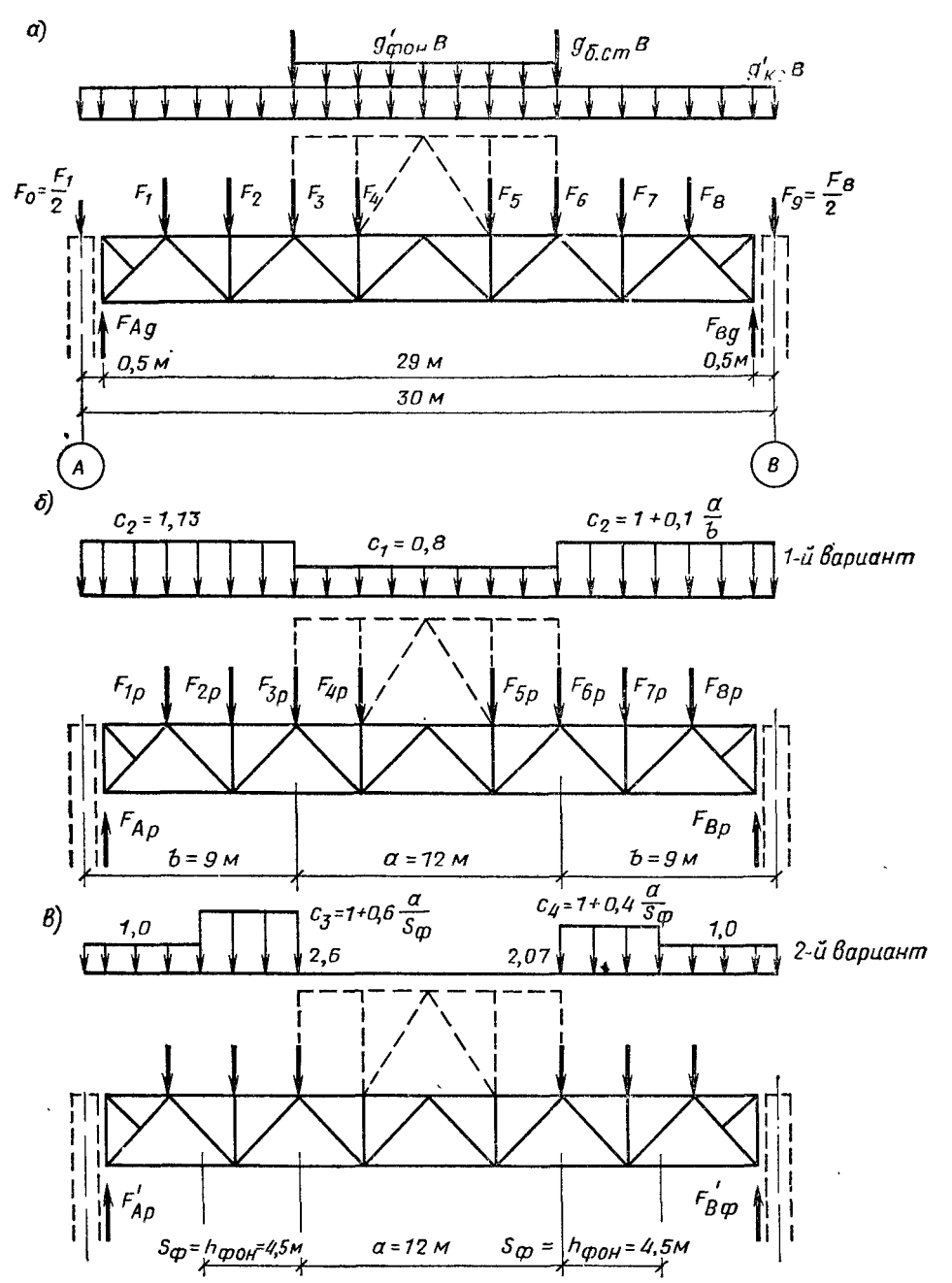


Рис. 13.20. К примеру расчета фермы

а — схема постоянной нагрузки; *б*, *в* — схемы снеговой нагрузки

1-я комбинация: $M_{1\,max}=-811$ кН·м; $M_{2соот}=-556$ кН·м (сочетание 1, 2, 3, 4*, 5).

2-я комбинация: $M_1=-811-(-321)=-490$ кН·м; $M_{2соот}=-556-(-321)=-235$ кН·м.

Нагрузка от распора рамы

1-я комбинация:

$$H_1 = 20 + (34 + 76 + 19 - 17 + 21)\,0,9 = 140 \text{ кН};$$

$$H_2 = 20 + (34 + 43 + 4 + 20 - 16)\,0,9 = 97 \text{ кН}.$$

2-я комбинация:

$$H_1 = 20 + (76 + 19 - 17 + 21)\,0,9 = 109 \text{ кН};$$

$$H_2 = 20 + (43 + 4 + 20 - 16)\,0,9 = 66 \text{ кН}.$$

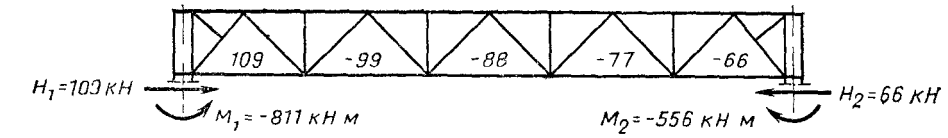
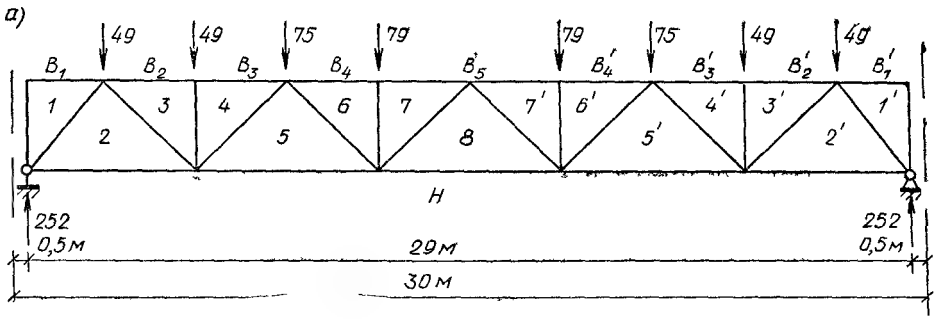


Рис 13 21. Схема приложения опорных моментов и распора



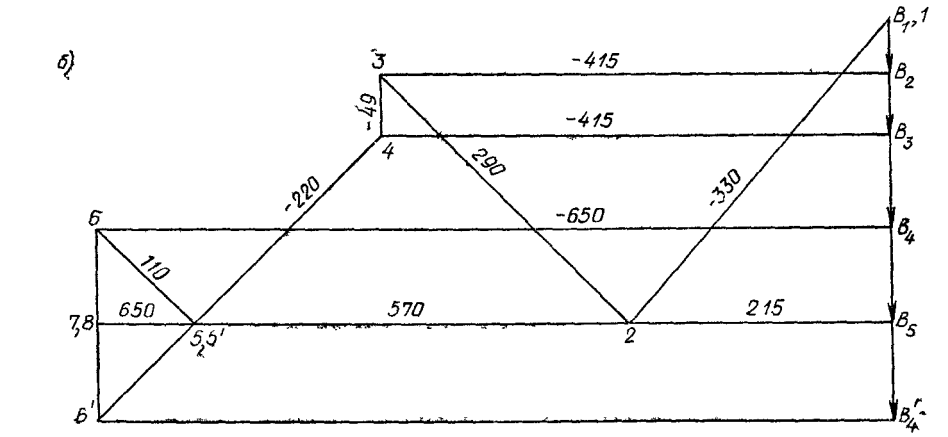


Рис. 13.22. Расчетная схема (*а*) и диаграмма усилий от постоянной нагрузки (*б*)

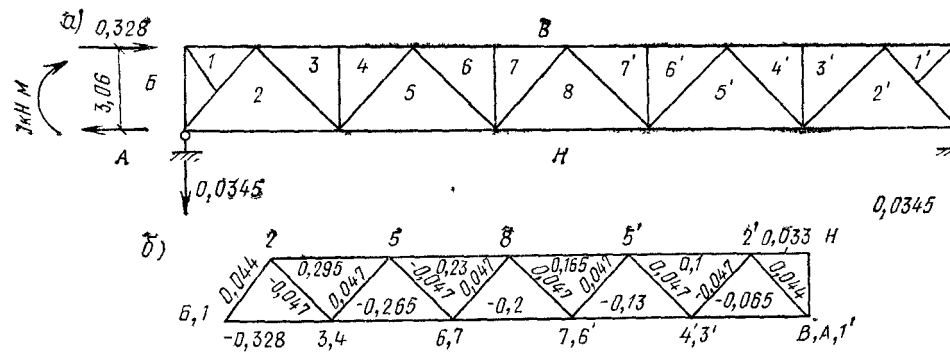


Рис. 13 23. Расчетная схема (*а*) и диаграмма усилий от единичного момента (*б*)

Схема приложения опорных моментов и распора приведена на рис 13 21.

3 **Определение усилий в стержнях фермы** Усилия в стержнях фермы определяем раздельно для каждой нагрузки с помощью построения диаграммы Максвелла—Кремоны или на ЭВМ

При вычерчивании схемы фермы (рис 13 22, *а*) за расчетную высоту принимается расстояние между осями поясов Сумму привязок осей поясов таврового сечения к их внешним граням Σz_0 можно принять равной 100 мм Уклоном фермы при $i=0{,}015$ можно пренебречь.

Таблица 13.2. Расчетные усилия в стержнях фермы, кН

Элемент	№ стержня	Усилия от постоянной нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки		Усилия от опорных моментов				Усилия от распора рамы	Расчетные усилия			
			$n_c=1$	$n_c=0{,}9$	S_1 от $M_1=1$	S_2 от $M_2=1$	$S_1 \cdot M_1$ ($M_1=-811$ кН·м)	$S_2 \cdot M_2$ ($M_2=-556$ кН·м)		№ усилий	растяжение	№ усилий	сжатие
		1	2а	2б			3	4	5				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Верхний пояс	B_1—1	0	0	0	—0,328	0	266	0	—	3	266	—	—
	B_2—3 B_3—4	—415	—540	—486	—0,265	—0,065	215	36	—	—	—	1+2а	—955
	B_1—6 B_5—7	—650	—775	—696	—0,2	—0,13	162	72	—	—	—	1+2а	—1425
Нижний пояс	Н—2	215	300	270	0,295	0,033	—144*	—8*	—109*	1+2а	515	1+3+4+5	—46
	Н—5	570	695	626	0,23	0,1	—112*	—23*	—99*	1+2а	1265	—	—
	Н—8	650	775	696	0,165	0,165	—81*	—39*	—89*	1+2а	1425	—	—
Раскосы	1—2	—330	—450	—405	0,044	—0,044	—36	24	—	—	—	1+2а	—780
	2—3	290	350	315	—0,047	0,047	38	—26	—	1+2а	640	—	—
	4—5	—220	—215	—193	0,047	—0,047	—38	26	—	—	—	1+2а	—435
	5—6	110	120	108	—0,047	0,047	38	—26	—	1+2а	230	—	—
	7—8	0	0	0	0,047	—0,047	—38	26	—	—	—	3+4	—12
Стойки	3—4	—49	—194**	—175**	0	0	—	—	—	—	—	1+2а	—243
	6—7	—79	—89	—80	0	0	—	—	—	—	—	1+2а	—168

* По 2 й комбинации моментов и распоров.
** По 2 му варианту снеговой нагрузки.

Таблица 13.3. Таблица проверки сечений стержней фермы

Элемент	№ стержня	Расчетное усилие, кН: растяжение	Расчетное усилие, кН: сжатие	Сечение	Площадь A, см²	$\frac{l_x}{l_y}$, см	$\frac{i_x}{i_y}$, см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$[\lambda]$	φ_{min}	γ	Проверка сечения: прочность $\frac{N}{A_{нт}} \leq R\gamma$, кН/см²	Проверка сечения: устойчивость $\frac{N}{\varphi A} < R\gamma$, кН/см²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Верхний пояс	B_1—1	266	—	⊤20ШТ	53,8	$\frac{250}{250}$	$\frac{5,03}{7,18}$	—	—	—	—	—	—
	B_2—3 B_3—4	—	—955			$\frac{300}{300}$		$\frac{60}{42}$	120	0,806	0,95	—	22<22,8
	B_4—6 B_5—7	—	—1425	⊤30ШТ2	97,7	$\frac{300}{600}$	$\frac{8,16}{7,41}$	$\frac{37}{80}$	120	0,686	0,95	—	21,3<22,8
	В стадии монтажа $l_y=1450$ см; $i_{y,ср}=(7,18\cdot 8,5+7,41\cdot 6)/14,5=7,24$; $\lambda_y=1450/7,24=200<[\lambda]=220$												
	H—2	515	—46	⊥15ШТ	29	$\frac{300}{550}$	$\frac{3,91}{4,64}$	$\frac{77}{119}$	120	0,425	0,95	16,5<22,8	—
Нижний пояс	H—5	1265	—	⊥20ШТ2	66,6	$\frac{600}{1800}$	$\frac{5,03}{7,31}$	$\frac{119}{123}$	250	—	0,95	—	—
	H—8	1425	—			$\frac{600}{1800}$				—	0,95	21,4<22,8	—

Элемент	№ стержня	Расчетное усилие, кН		Сечение	Площадь A, см²	$\frac{l_x}{l_y}$, см	$\frac{i_x}{i_y}$, см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$[\lambda]$	φ_{min}	γ	Проверка сечений	
		растяжение	сжатие									$\frac{N}{A_{нт}} < R\gamma$, кН/см²	$\frac{N}{\varphi A} < R\gamma$, кН/см²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Раскосы	*1—2*	—	—780	⊓⊏160×100×9	45,8	$\frac{197}{394}$	$\frac{2,85}{7,75}$	$\frac{69}{51}$	120	0,759	0,95	—	22,4<22,8
	2—3	640	—	⊓⊏100×8	31,2	$\frac{342}{428}$	$\frac{3,07}{4,47}$	$\frac{111}{96}$	300	—	0,95	20,5<22,8	
	4—5	—	—435	⊓⊏125×8	39,4	$\frac{342}{428}$	$\frac{3,87}{5,53}$	$\frac{88}{77}$	150	0,626	0,8	—	17,6<19.2
	5—6	230	—	⊓⊏63×5	12,26	$\frac{342}{428}$	$\frac{1,94}{2,96}$	$\frac{175}{146}$	300	—	0,95	18,8<22,8	—
	7—8	—	—12	⊓⊏80×6	18,76	$\frac{342}{428}$	$\frac{2,47}{3,65}$	$\frac{138}{117}$	150	0,325	0,8	—	2<19,2
Стойки	*3—4*	—	—243	⊓⊏90×6	21,2	$\frac{244}{305}$	$\frac{2,78}{4,04}$	$\frac{88}{75}$	150	0,626	0,8	—	18,3<19,2
	6—7	—	—168	⊓⊏80×6	18,76	$\frac{244}{305}$	$\frac{2,47}{3,65}$	$\frac{99}{84}$	150	0,5	0,8	—	18<19,2

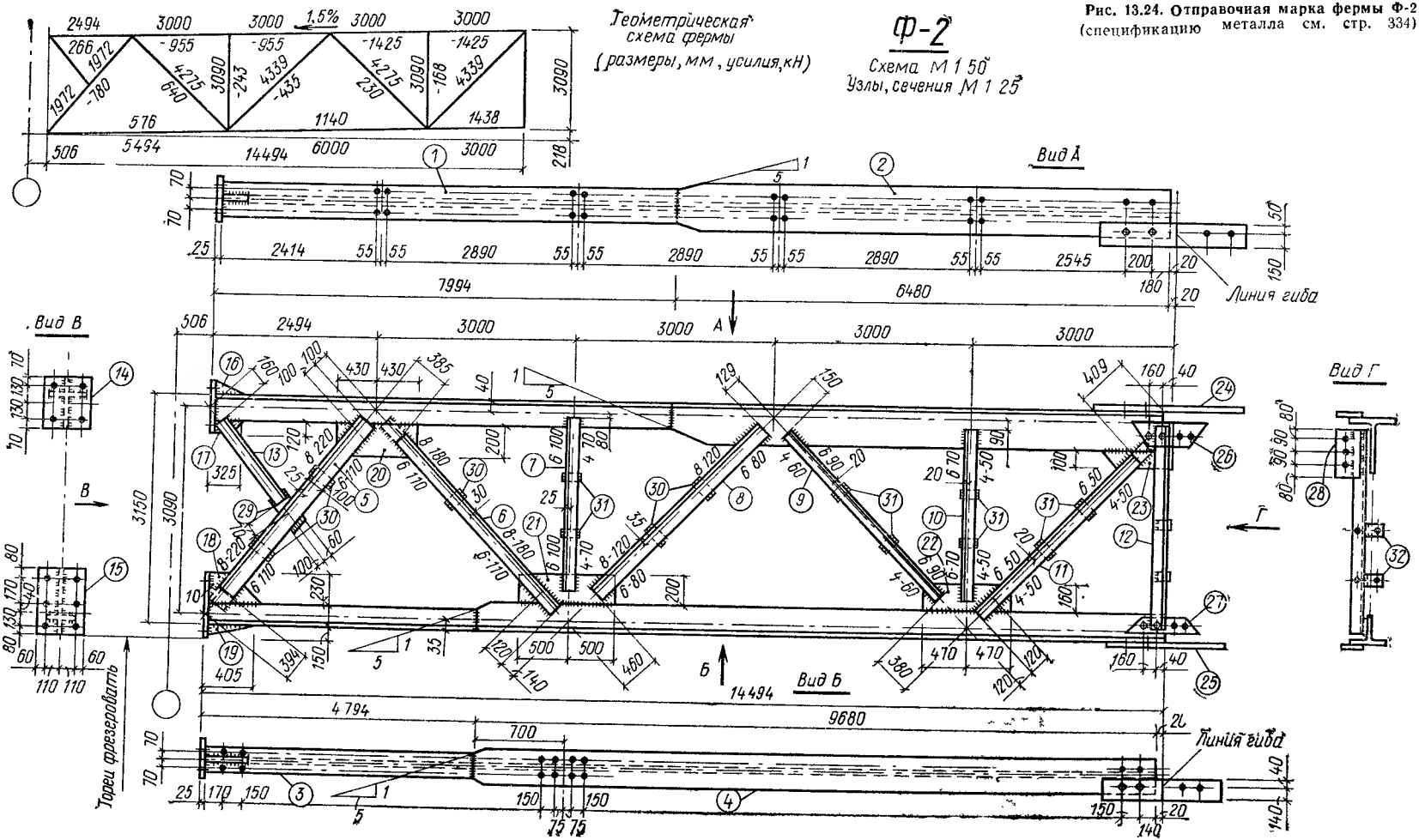


Рис. 13.24. Отправочная марка фермы Ф-2 (спецификацию металла см. стр. 334)

К рис. 13.24

Спецификация металла

Сталь марки ВСт3пс6-1 по ТУ 14-1-3023-80

Отпр. марка	Сборочная марка	Число т	Число н	Сечение	Длина, мм	Масса, кг шт.	Масса, кг общая	Масса, кг марки	Примечания
	1	1		⊤20 ШТ	7963	296	297		
	2	1		⊤30 ШТ2	6480	572	572		
	3	1		⊥15 ШТ	4853	92	92		
	4	1		⊥20 ШТ2	9580	547	547		
	5	2		∟160×100×9	3450	59	118		
	6	2		∟100×8	3750	44	88		
	7	2		∟90×6	2750	23	46		
	8	2		∟125×8	3750	65	130		
	9	2		∟63×5	3750	19	38		
	10	2		∟80×6	2750	22	44		
	11	2		∟80×6	3750	28	56		
	12	1		∟80×6	3090	23	23		
	13	1		∟63×5	1740	10	10		
	14	1		—340×25	400	31	31		ВСт3сп5—1
Ф—2	15	1		—340×25	500	45	45	2585	ВСт3сп5—1
	16	1		—200×8	300	3	3		
	17	1		—120×8	300	3	3		
	18	1		—230×6	440	5	5		ВСт3сп5—1
	19	1		—140×6	380	3	3		
	20	1		—200×8	860	9	9		ВСт3сп5—1
	21	1		—200×12	1000	20	20		ВСт3сп5—1
	22	1		—160×12	940	13	13		ВСт3сп5—1
	23	1		—100×12	400	5	5		ВСт3сп5—1
	24	1		—180×22	800	38	38		
	25	1		—180×22	800	27	27		
	26	1		—250×8	600	6	6		
	27	1		—200×8	580	5	5		
	28	1		—360×12	240	8	8		
	29	1		—160×12	240	4	4		
	30	5		—60×12	155	1	6		
	31	8		—60×12	110	0,8	6		
	32	2		∟80×6	70	0,4	1		

Масса наплавленного металла 250 кг.

Таблица отправочных марок

Оправочная марка	Число марок	Масса, кг элемента	Масса, кг общая
Ф-2	12	2585	31 020

Всего по чертежу 31 020 кг

Примечания:

1. Болты нормальной точности М20 из стали класса 4 6 по ГОСТ 1759—70 (с изм.).
2. Отверстия d=23 мм, кроме отмеченных.
3. Катет угловых швов h=4 мм, кроме отмеченных.
4. Заводские швы выполнять полуавтоматической сваркой в среде CO_2.
5. Сварочная проволока Св-08Г2С.
6. Соединительные прокладки (сборочные марки 30, 31) ставить на равных расстояниях.

Для симметричных нагрузок (постоянная и 1-й вариант снеговой) достаточно построить диаграммы усилий только для половины фермы. Диаграмма усилий от постоянной нагрузки приведена на рис. 13.22, *б*. Аналогично строится диаграмма усилий от снеговой нагрузки.

Максимальные усилия в стержнях ферм от снеговой нагрузки (за исключением стоек в местах образования снеговых мешков) получаются, как правило, при 1-м варианте загружения. Поэтому в курсовом проекте можно ограничиться построением диаграммы усилий от 1-го варианта снеговой нагрузки, а по 2-му варианту определить только усилия в стойках. Эти усилия равны узловым нагрузкам.

Для определения усилий от опорных моментов удобно построить диаграммы от единичного момента, приложенного к левой опоре; зеркальное отображение этих усилий дает значения усилий в стержнях фермы от единичного момента, приложенного к правой опоре.

Усилия от единичных моментов умножаются на соответствующие значения моментов и суммируются.

Для построения диаграммы единичный момент заменяется парой сил с плечом, равным расчетной высоте фермы на опоре:

$$H = M/(h_{оп} - \Sigma z_0) = 1/(3,15 - 0,1) = 0,328 \text{ кН}.$$

Значения вертикальных опорных реакций фермы:

$$F_A = -F_B = M/l = 1/29 = 0,0345 \text{ кН}.$$

Диаграмма усилий от единичного опорного момента приведена на рис. 13.23.

Усилие от распора рамы прикладываем целиком к нижнему поясу. Изменение усилий по длине пояса можно принять линейным.

Усилия от всех видов загружений сводим в таблицу расчетных усилий в стержнях фермы (табл. 13.2) и находим расчетные усилия. Усилия от расчетных моментов и распора рамы учитываем только в том случае, если они догружают стержень или меняют знак. При учете усилий от опорных моментов снеговая нагрузка вводится с коэффициентом сочетания n_c=0,9, так как опорные моменты определены от нескольких кратковременных нагрузок.

4 **Подбор и проверка сечений стержней ферм** выполняются в соответствии с изложенным в гл. 9. Результаты расчета сведены в табл. 13.3.

5. **Расчет сварных швов прикрепления раскосов и стоек к фасонкам и поясам фермы.** Для сварки узлов фермы применяем полуавтоматическую сварку проволокой Св-08Г2С $d=1{,}4...2$ мм; $k_{ш\,max}=8$ мм; $\beta_ш=0{,}9$; $\beta_с=1{,}05$; $\gamma^{св}_{уш}=\gamma^{св}_{ус}=1$ (см. гл. 5); $R^{св}_{уш}\beta_ш=$ $=215\cdot0{,}9=193>R^{св}_{ус}\beta_с=0{,}45\cdot370\cdot1{,}05=175$. Несущая способность швов определяется прочностью по границе сплавления $(\gamma^{св}_у R^{св}_у\beta)_{min}=175$ МПа$=17{,}5$ кН/см^2; $l_ш=$ $=N/2k_ш(\gamma^{св}_у R^{св}_у\beta)_{min}+1$ см.

Расчет швов приведен в табл. 13.4.

Таблица 13.4. Таблица расчета швов

№ стержня	Сечение	|N|, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	$k_ш$, см	$l_ш$, см	$N_п$, кН	$k_ш$, см	$l_ш$, см
1—2	⊓ 160×100×9	780	$0{,}75N=585$	0,8	22	$0{,}25N=195$	0,6	11
2—3	⊓ 100×8	640	$0{,}7N=450$	0,8	18	$0{,}3N=192$	0,6	11
3—4	⊓ 90×6	243	170	0,6	10	73	0,4	7
4—5	⊓ 125×8	435	305	0,8	12	131	0,6	8
5—6	⊓ 63×5	230	161	0,6	9	69	0,4	6
6—7	⊓ 80×6	168	118	0,6	7	50	0,4	5
7—8	⊓ 80×6	12	8	0,6	5	4	0,4	5

Пример оформления деталировочного чертежа отправочной марки фермы дан на рис. 13.24.

§ 5. ФОНАРИ

В зависимости от назначения фонари производственных зданий подразделяются на светоаэрационные (рис. 13.25) и аэрационные.

Наиболее широко применяются продольные П-образные фонари с наружным отводом воды. Для пролета 18 м ширина фонаря принимается 6 м, для бо́льших пролетов — 12 м.

Высота фонаря зависит от требуемой освещенности и определяется светотехническим расчетом. Типовые фонарные переплеты имеют высоту 1250 и 1750 мм и устанавливаются в один или два яруса. Для фонарей шириной 6 м применяют одну ленту остекления высотой 1250 мм; для фонарей шириной 12 м — одну ленту остекления высотой 1750 или две ленты высотой по 1250 мм. Полная высота фонаря $h_{фон}$ складывается из высоты переплетов остекления и высот борта и карниза фонаря. Борт фонаря под переплетами должен иметь высоту 600—800 мм, чтобы остекление не заносило снегом. Карниз фонаря принимается высотой 300—400 мм. Переплеты могут быть глухими или открывающимися, для их открывания используются специальные механизмы.

Основными элементами фонаря являются: поперечная конструкция, продольная конструкция для крепления остекления и система связей.

Поперечная конструкция фонаря (см. рис. 13.25) состоит из стоек, воспринимающих вертикальную нагрузку от покрытия и снега, и раскосов, служащих для обеспечения неизменяемости фонаря и восприятия ветровых нагрузок.

Иногда применяются фонари с поперечной конструкцией в виде фермы (рис. 13.25, *б*). Длинные сжатые раскосы таких фонарей получаются достаточно тяжелыми, поэтому расход стали на них выше, чем при стоечных фонарях, однако они удобнее в монтаже.

Продольная конструкция фонаря часто выполняется в виде фонарной панели. Фонарные панели целиком изготовляются на заводе из легких профилей и включают в себя стойки и ригели остекления. В нижней части панели устанавливаются раскосы, благодаря чему она воспринимает нагрузку от остекления и бортовых плит (рис. 13.25, *в*).

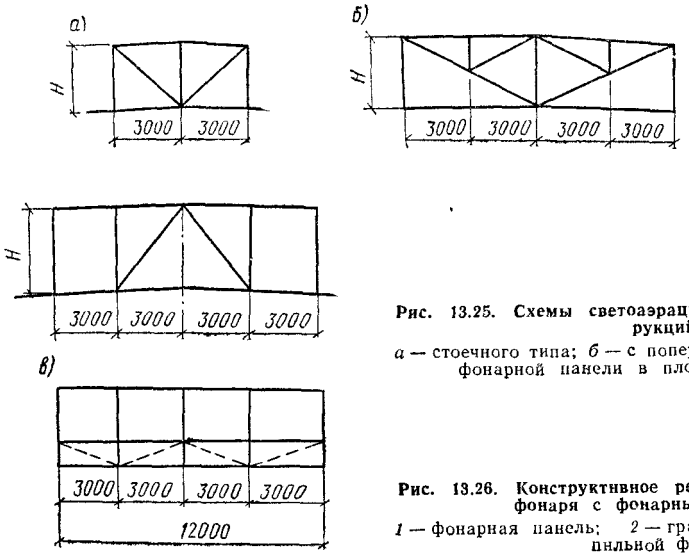
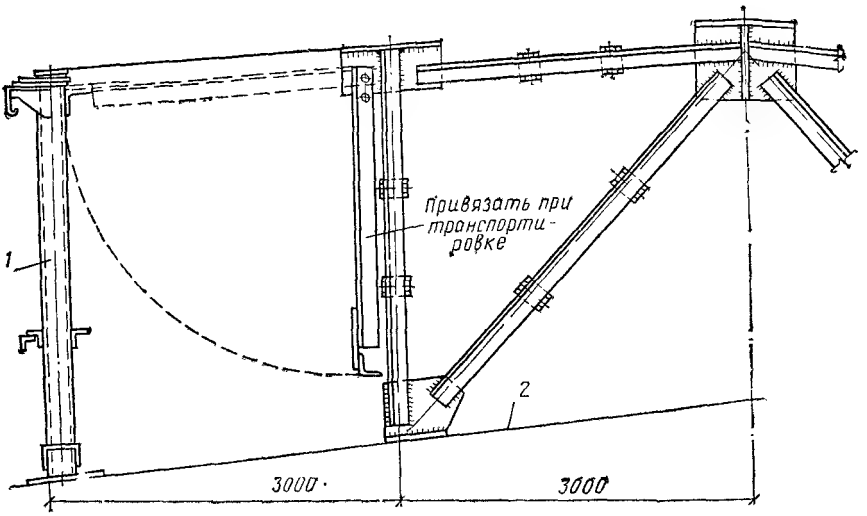


Рис. 13.25. Схемы светоаэрационных фонарных конструкций

а — стоечного типа; *б* — с поперечной фермой; *в* — схема фонарной панели в плоскости остекления

Рис. 13.26. Конструктивное решение светоаэрационного фонаря с фонарными панелями

1 — фонарная панель; *2* — грань верхнего пояса стропильной фермы



Конструктивное решение фонарей с продольными панелями (рис. 13.26) повышает степень их заводской готовности и упрощает монтаж конструкций.

Для восприятия ветровых нагрузок на торец фонаря, а также для обеспечения неизменяемости конструкций в продольном направлении по фонарям устанавливают связи: горизонтальные поперечные по верхним поясам фонарей и вертикальные. Конструктивное решение связей по фонарям аналогично конструкции связей по стропильным фермам.

Поскольку фонари увеличивают объем здания, повышают расходы на его отопление, затрудняют эксплуатацию кровли и создают условия для образования снеговых мешков, в последние годы для создания естественного освещения часто применяют светопрозрачные кровельные панели, зенитные фонари и т. д.

Аэрационные фонари предназначены только для аэрации зданий и применяются в производствах, связанных с большими тепловыделениями. Для создания тяги и предотвращения задувания фонарей устанавливаются ветроотбойные щиты, которые могут подвешиваться к консольной части конструкции фонаря или опираться непосредственно на покрытие здания. Для регулирования воздухообмена применяются поворотные створки в продольных фонарных панелях.

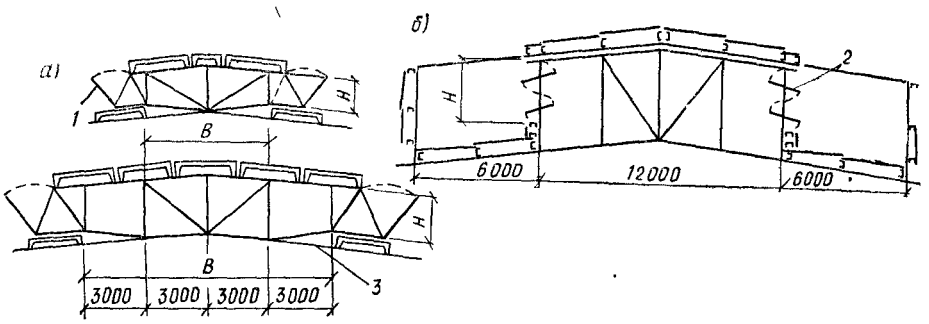


Рис. 13.27. Схемы аэрационных фонарей

а — с поворотными щитами *1*, *б* — с поворотными створками *2*, *3* — верхний пояс стропильных ферм

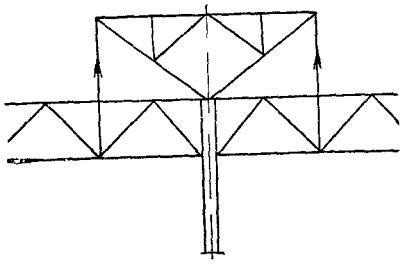


Рис. 13.28. Схема фонаря по среднему ряду колонн

Размер горловины (проема) аэрационных фонарей и их высота определяются специальным расчетом в соответствии с заданным режимом аэрации. Схемы типовых аэрационных фонарей представлены на рис. 13.27.

Рассчитывают фонари на нагрузки от покрытия, снеговую и ветровую по упрощенной схеме в предположении шарнирности всех узлов. Раскосы стоечных фонарей (см. рис. 13.25, *а*) рассчитывают только на растяжение. Сжатые раскосы при высокой их гибкости считаются выключающимися из работы.

В многопролетных зданиях фонари иногда располагают по оси колонн (общий фонарь для двух пролетов) (рис. 13.28). При достаточной жесткости крепления стоек (например, на сварке) фонарь включается в работу покрытия, что приводит к перераспределению усилий в элементах фермы. Это необходимо учитывать при проектировании.

Глава 14. КОЛОННЫ

§ 1. ТИПЫ КОЛОНН

В каркасах одноэтажных производственных зданий применяются стальные колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения — ступенчатые и в виде двух стоек, нежестко связанных между собой, — раздельные.

В колоннах постоянного по высоте сечения (рис. 14.1, *а*) нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки. Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Большое достоинство колонн постоянного сечения (особенно сплошных) — их конструктивная простота, обеспечивающая небольшую трудоемкость изготовления. Эти колонны применяют при сравнительно небольшой грузоподъемности кранов (Q до 15—20 т) и незначительной высоте цеха (H до 8—10 м).

При кранах большой грузоподъемности выгоднее переходить на ступенчатые колонны (рис. 14.1, *б*, *в*, *г*), которые для одноэтажных производственных зданий являются основным типом колонн. Подкрановая

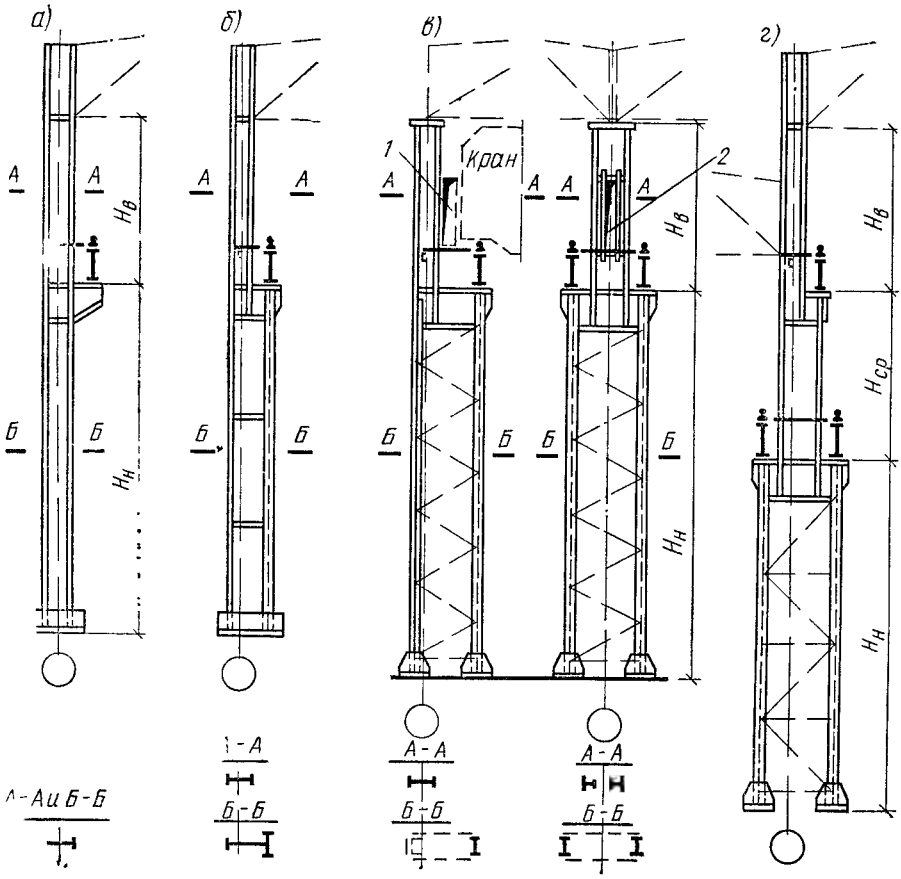


Рис. 14.1. Колонны производственных зданий

а — постоянного по высоте сечения; *б—г* — ступенчатые, *1* — габарит прохода; *2* — проход

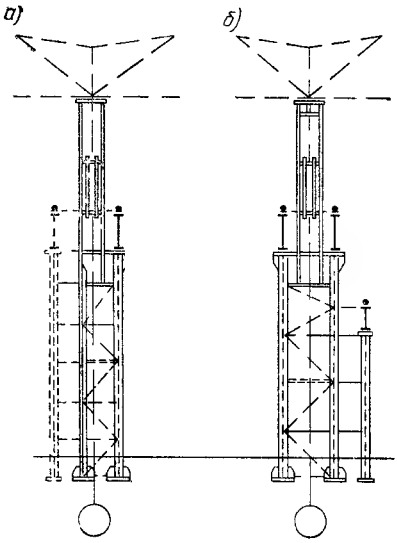


Рис. 14.2. Раздельные колонны

а — при расширении здания, *б* — при низкорасположенных тяжелых кранах

балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси подкрановой ветви.

В зданиях с кранами, расположенными в два яруса, колонны могут иметь три участка с разными сечениями по высоте (двухступенчатые колонны), дополнительные консоли и т. д. (рис. 14.1, *г*).

При кранах особого режима работы либо делают проем в верхней части колонны (при ее ширине не менее 1 м), либо устраивают проход

между краном и внутренней гранью верхней части колонны (рис. 14.1, *в*).

Генеральные размеры колонн устанавливаются при компоновке поперечной рамы (см. гл. 11, § 2).

В раздельных колоннах (рис. 14.2) подкрановая стойка и шатровая ветвь связаны гибкими в вертикальной плоскости горизонтальными планками. Благодаря этому подкрановая стойка воспринимает только вертикальное усилие от кранов, а шатровая работает в системе поперечной рамы и воспринимает все прочие нагрузки, в том числе горизонтальную поперечную силу от кранов.

Колонны раздельного типа рациональны при низком расположении кранов большой грузоподъемности и при реконструкции цехов (например, при расширении).

§ 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

Колонны производственных зданий работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий: продольной силы N, изгибающего момента в плоскости рамы M_x (в некоторых случаях изгибающего момента, действующего в другой плоскости, $-M_y$) и поперечной силы Q_x определяют по результатам статического расчета рамы (см. гл. 12). При расчете колонны необходимо проверить ее прочность, общую и местную устойчивость элементов.

Для обеспечения нормальных условий эксплуатации колонны должны обладать также необходимой жесткостью.

Сечения ступенчатых колонн подбирают раздельно для каждого участка постоянного сечения Расчетные длины участков колонн в плоскости и из плоскости рамы определяются в зависимости от конструктивной схемы каркаса.

1. Расчетные длины

А. Расчетная длина колонны в плоскости рамы. Колонны здания входят в состав поперечной рамы и для точного определения их расчетной длины необходимо провести расчет на устойчивость рамы в целом, что весьма трудоемко. Обычно при определении расчетной длины колонны вводят ряд упрощающих предпосылок: рассматривают колонну как отдельно стоящий стержень с идеализированными условиями закрепления; загружают систему силами, приложенными только в узлах, не в полной мере учитывают пространственную работу каркаса и т. д. Как показывает опыт проектирования, такой подход идет в запас устойчивости.

Расчетная длина колонны (или ее участка с постоянным моментом инерции) в плоскости рамы l_x зависит от формы потери устойчивости и определяется как произведение геометрической длины l на коэффициент μ: $l_x=\mu l$ Расчетная длина может рассматриваться как эквивалентная из условия устойчивости длина шарнирно опертого стержня той же жесткости.

Для колонн с постоянным по высоте сечением коэффициенты расчетной длины μ принимают в зависимости от способа закрепления колонн в фундаменте и соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны (учитывая упругое защемление верхнего конца) (рис. 14.3, *а*).

При жестком креплении ригеля к колонне и при нагружении верхних узлов значения μ определяются по формулам:

при шарнирном закреплении колонн в фундаментах

$$\mu=2\sqrt{1+0{,}38/n}\ ; \qquad (14\ 1)$$

при жестком закреплении колонн в фундаментах

$$\mu=\sqrt{(n+0{,}56)/(n+0{,}14)}\ . \qquad (14.2)$$

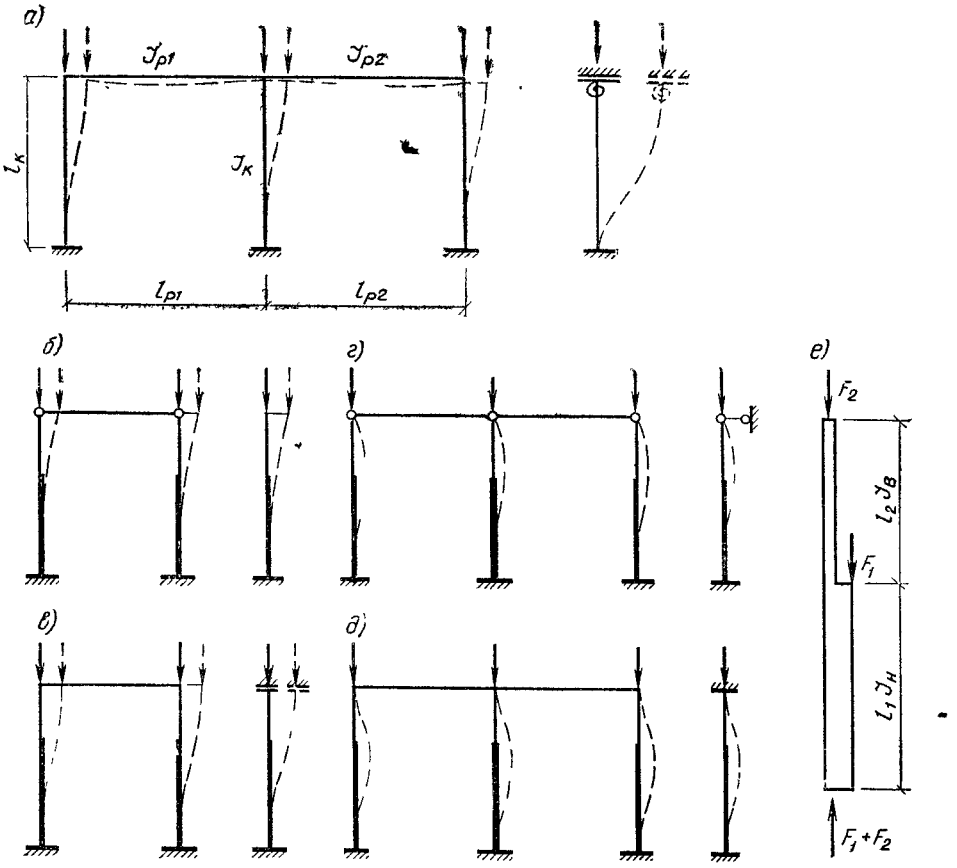


Рис. 14.3. К определению расчетных длин колонн

а — постоянного сечения; *б—е* — ступенчатых: *б* — конец стойки свободен; *в* — конец закреплен только от поворота; *г* — шарнирно опертый конец; *д* — защемленный конец; *е* — схема одноступенчатой колонны

В формулах (14.1) и (14.2)

$$n = \frac{l_к}{l_к}\left(\frac{I_{p1}}{l_{p1}} + \frac{I_{p2}}{l_{p2}}\right), \qquad (14.3)$$

где $I_к$ и $l_к$ — соответственно момент инерции и длина проверяемой колонны; I_{p1}, I_{p2}, l_{p1}, l_{p2} — соответственно моменты инерции и длины ригелей, примыкающих к этой колонне.

При шарнирном креплении ригеля к колонне принимается $n=0$.

Приведенный расчет идет в запас устойчивости, поскольку предполагается, что все колонны продольного ряда одновременно теряют устойчивость.

При наличии жесткого диска покрытия или системы продольных связей по покрытию, обеспечивающих пространственную работу каркаса, следует учесть неравномерное загружение колонн (особенно при крановых нагрузках). В этом случае нормы рекомендуют умножать коэффициент μ, полученный по формулам (14.1) и (14.2), на величину $\sqrt{\frac{\Sigma N}{N_к} \times \frac{I_к}{\Sigma I_к}}$, но не менее 0,7. Здесь $N_к$ и $I_к$ — расчетное усилие и момент инерции рассматриваемой колонны; ΣN и $\Sigma I_к$ — сумма расчетных усилий и моментов инерции всех колонн рассматриваемой рамы и четырех смежных (по две с каждой стороны).

Для ступенчатых колонн расчетные длины определяются раздельно для нижней $l_{x,1}=\mu_1 l_1$ и верхней $l_{x,2}=\mu_2 l_2$ частей колонны (μ_1 и μ_2 — коэффициенты расчетной длины нижнего и верхнего участков колонны).

Предполагается, что обе части колонны достигают критического состояния одновременно при пропорциональном увеличении действующих в них усилий (простое нагружение), т. е. соотношение между критическими силами для отдельных участков равно отношению действующих в них усилий

$$N_{1,\text{кр}}/N_{2,\text{кр}} = N_1/N_2 = (F_1+F_2)/F_2 = \beta, \qquad (14.4)$$

N_1 и N_2 — продольные усилия в нижней и верхней частях колонны; $N_{1,\text{кр}}=\pi^2 EI_{\text{н}}/(\mu_1 l_1)^2$ и $N_{2,\text{кр}}=\pi^2 EI_{\text{в}}/(\mu_2 l_2)^2$ — критические силы для верхней и нижней частей; F_1, F_2 — силы, приложенные к колонне в уступе и в верхнем узле (рис. 14.3, *е*); $I_{\text{н}}$, $I_{\text{в}}$ — моменты инерции нижней и верхней частей колонны.

Подставив в формулу (14.4) выражения критических сил, получим

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{I_{\text{н}}}{I_{\text{в}}\beta}}. \qquad (14.5)$$

Для определения значения μ_1 следует рассмотреть условия закрепления концов колонны. Нижний конец колонны одноэтажного производственного здания обычно принимается защемленным. Для верхнего конца нормами проектирования предусмотрены четыре расчетные схемы закрепления.

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис. 14.3, *б*). Предполагается, что обе колонны поперечной рамы находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). В этом случае считается, что *верхний конец колонны свободен.*

2. Колонны однопролетных рам с жесткими узлами сопряжения ригеля с колоннами (рис. 14.3, *в*).

Обе колонны работают в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость. Поскольку жесткость ригеля значительно больше жесткости колонны, поворотом верхнего конца колонны можно пренебречь. Считается, что колонна имеет *верхний конец, закрепленный только от поворота.*

3. Колонны двух- и многопролетных рам с шарнирным опиранием ригелей (рис. 14.3, *г*). В этом случае считается, что в момент потери устойчивости рассчитываемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме колонна имеет *неподвижный шарнирно опертый верхний конец.*

4. Колонны двух- и многопролетных рам с жестким сопряжением ригеля с колоннами. Аналогичные рассуждения позволяют считать, что колонна имеет *неподвижный и закрепленный от поворота верхний конец* (рис. 14.3, *д*).

В однопролетных рамах (рис. 14.3, *б* и *в*) горизонтальная реакция в верхних узлах колонн равна нулю и коэффициент μ_1 зависит от двух параметров: соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей колонны $n=I_2 l_1/I_1 l_2$ и α_1.

Значения μ_1 в функции этих параметров приведены в прил. 12.

Коэффициент расчетной длины верхнего участка колонны определяется из соотношения $\mu_2=\mu_1/\alpha_1 \leqslant 3$ (если значение μ_2 получается более трех, то его принимают равным трем).

В двух- и многопролетных рамах (рис. 14.3, *г* и *д*) в верхнем узле колонны возникает горизонтальная реакция (колонны закреплены от смещения), что усложняет решение задачи устойчивости. Приближенный способ расчета на устойчивость таких колонн, принятый в нормах проектирования, заключается в следующем.

Сначала колонну рассматривают под действием только силы F_1 (см. рис. 14.3, *е*), определяют ее критическое значение $F_{1\text{кр}}$ и коэффициент расчетной длины нижней части колонны μ_{11}.

Затем к колонне прикладывается только сила F_2, определяется ее критическое значение $F_{2кр}$ и коэффициент расчетной длины нижней части колонны μ_{12}.

Условие устойчивости колонны при совместном действии сил F_1 и F_2 приближенно определяется из выражения

$$F_1/F_{1кр} + F_2/F_{2кр} \leqslant 1. \qquad (14.6)$$

Подставив в (14.6) значения критических сил, определенных по формуле Эйлера, и учитывая, что $(F_1+F_2)/F_2=\beta$, получим выражение для определения коэффициента расчетной длины нижнего участка колонны с несмещаемым верхним концом

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{11}^2 (\beta - 1) + \mu_{12}^2]/\beta}. \qquad (14.7)$$

Коэффициенты μ_{11} и μ_{12} в зависимости от параметров l_1/l_2 и $I_в/I_н$ для колонны с жестким и шарнирным сопряжением с ригелем приведены в прил. 12.

Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонны, как и для однопролетных рам, определяется по формуле $\mu_2=\mu_1/\alpha_1\leqslant 3$. При $l_2/l_1\leqslant 0{,}6$ и $\beta\geqslant 3$ коэффициенты μ_1 и μ_2 можно определять по табл. 14.1.

Таблица 14.1 **Коэффициенты μ_1 и μ_2 для одноступенчатых колонн рам одноэтажных промышленных зданий при $l_2/l_1\leqslant 0{,}6$ и $\beta=N_1/N_2\geqslant 3$**

Условия закрепления верхнего конца колонны	μ_1 для нижней части колонны		μ_2 для верхней части колонны
	$0{,}3 \geqslant \frac{I_2}{I_1} \geqslant 0{,}1$	$0{,}1 > \frac{I_2}{I_1} \geqslant 0{,}05$	
Свободный	2,5	3	3
Закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шарнирно опертый	1,6	2	2,5
Неподвижный и закрепленный от поворота	1,2	1,5	2

При расчете рам возможны различные комбинации нагрузок с разными соотношениями расчетных усилий. При определении расчетных длин принимаются наибольшие значения продольных расчетных усилий, и полученные значения μ используются для расчета при других комбинациях нагрузок.

Для двухступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются аналогично; они приведены в главе СНиП II-23-81.

5. **Расчетная длина колонны из плоскости рамы.** Расчетную длину верхнего и нижнего участков колонны из плоскости рамы принимают равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания. (Защемление колонны в фундаменте из плоскости рамы обычно не учитывают.) Нижний участок колонны закреплен от смещения на уровне верха фундамента и нижнего пояса подкрановой балки. Иногда для сокращения расчетной длины вдоль здания устанавливают промежуточные распорки (см. рис. 11.5). Верхний участок колонн закреплен от смещения тормозными балками (или фермами), распорками по колоннам в уровне поясов стропильных ферм или поясами подстропильных ферм.

2. Сплошные колонны

Сплошные колонны обычно проектируют двутаврового сечения. Для колонн с постоянным по высоте сечением и надкрановых частей ступенчатых колонн применяются симметричные двутавры. Если момент одного знака значительно отличается по абсолютному значению от момента другого знака, целесообразно применение несимметричного сечения.

Для снижения трудоемкости изготовления колонн рационально применение прокатных двутавров с параллельными гранями типа Ш (рис. 14.4, *а*). Однако расход стали в этом случае иногда несколько увеличивается.

Составные сечения компонуют из трех листов (рис. 14.4, *б*) или листов и сварных а также прокатных двутавров (рис. 14.4, *в*). В колоннах крайних рядов для удобства крепления стенового ограждения используются сечения, показанные на рис. 14.4, *г*.

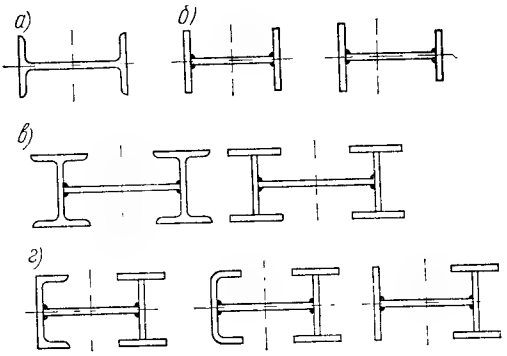


Рис. 14.4. Типы сечений сплошных колонн

При компоновке составных сечений необходимо обеспечить условия применения автоматической сварки (см. гл. 5), а также местную устойчивость полок и стенки.

Стержень внецентренно сжатой колонны (или ее участок) должен быть проверен на прочность и устойчивость как в плоскости, так и из плоскости рамы (см. гл. 3). Поскольку колонна не подвергается непосредственному воздействию динамических нагрузок, ее *прочность* проверяют с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\left(\frac{N}{A_{нт} R\gamma}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{x\,нт\,min} R\gamma} + \frac{M_y}{c_y W_{y\,нт\,min} R\gamma} \leqslant 1, \qquad (14.8)$$

где N, M_x — продольная сила и момент, действующие в плоскости рамы, M_y — изгибающий момент из плоскости рамы (обычно он отсутствует); $A_{нт}$, $W_{x\,нт\,min}$, $W_{y\,нт\,min}$ — площадь и минимальные моменты сопротивления сечения нетто, n, c — коэффициенты для расчета элементов на прочность с учетом развития пластических деформаций (прил. 5).

Проверку прочности необходимо делать только для колонн, имеющих ослабленные сечения, а также при значениях приведенного эксцентриситета $m_1 > 20$. В большинстве случаев несущая способность колонны определяется ее устойчивостью.

Проверку *устойчивости* сплошной внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента M_x (в плоскости рамы) выполняют по формуле

$$N/\varphi_{x\,вн} A \leqslant R\gamma, \qquad (14.9)$$

где $\varphi_{x\,вн}$ — коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии зависит от условной гибкости стержня $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R/E}$ и приведенного эксцентриситета $m_{x1} = \eta m_x$ (прил. 8); $m_x = e_x/\rho_x = M_x A/N W_{cx}$ — относительный эксцентриситет; W_{cx} — момент сопротивления наиболее сжатого волокна; η — коэффициент влияния формы сечения (прил. 10).

Потеря устойчивости внецентренно сжатого стержня происходит в упругопластической стадии работы материала, поэтому при проверке устойчивости вводится коэффициент η, учитывающий степень ослабления сечения пластическими деформациями и зависящий от формы сечения.

Устойчивость внецентренно сжатого стержня зависит от характера эпюры моментов по длине стержня. Для колонн рамных систем значения M_x принимают равными максимальному моменту на длине участка постоянного сечения. Для других случаев значения момента определяют по СНиП II-23-81.

При проверке устойчивости следует рассмотреть возможные комбинации M_x и N (см. табл. 12.6) и выбрать из них наихудшие.

В плоскости действия момента M_x колонны имеют обычно более развитое сечение, поэтому, если $I_x > I_y$, возможна потеря устойчивости из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Проверку устойчивости из плоскости действия момента выполняют по формуле

$$N/c\varphi_y A \leqslant R\gamma, \tag{14.10}$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по прил 7 в зависимости от гибкости $\lambda_y = l_y/i_y$; c — коэффициент, учитывающий влияние момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости

Коэффициент c определяют по формулам:

при $m_x \leqslant 5$

$$c = \beta/(1 + \alpha m_x), \tag{14.11}$$

где α, β — коэффициенты, определяемые по прил. 11;

при $m_x \geqslant 10$

$$c = 1/[1 + m_x \varphi_y/\varphi_б], \tag{14.12}$$

где $\varphi_б$ — коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок (см. гл. 7, § 4), в большинстве практических случаев при проверке устойчивости колонн $\varphi_б = 1{,}0$;

при $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 (2 - 0{,}2m_x) + c_{10} (0{,}2m_x - 1), \tag{14.13}$$

где c_5 определяют по формуле (14.11) при $m_x = 5$, а c_{10} — по формуле (14.12) при $m_x = 10$.

При определении относительного эксцентриситета $m_x = M_x A/(NW_{cx})$ за расчетный момент принимается: для стержней с шарнирно опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента); для консолей — момент в заделке.

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3{,}14\sqrt{E/R}$ коэффициент c не должен превышать значений, определяемых по нормам (см. СНиП II-23-81, п. 5.31). Во всех случаях $c < 1$.

Если колонна работает на сжатие и изгиб в двух плоскостях, то ее устойчивость при совпадении плоскостей симметрии (x—x) и наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) проверяется по формуле

$$N/(\varphi_{вн\,xy} A) \leqslant R\gamma, \tag{14.14}$$

$$\text{где } \varphi_{вн\,xy} = \varphi_{вн\,y}\left(0{,}6\sqrt[3]{c} + 0{,}4\sqrt[4]{c}\right). \tag{14.15}$$

Коэффициент $\varphi_{вн y}$ определим по прил. 8 в зависимости от

$$m_{1y} = \eta \frac{M_y A}{NW_{cy}} \text{ и } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R/E},$$

значения коэффициента c — по формулам (14.11)—(14.13).

Если $m_{1y} < m_x$, то кроме расчета по формуле (14.14) необходимо провести проверку по формулам (14.9) и (14.10), принимая $e_y = 0$.

Практический подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке.

По методике, изложенной в п. 1 этого параграфа, находят коэффициенты приведения μ и определяют расчетные длины l_x и l_y. В соответствии с формулой (14.9) требуемая площадь сечения

$$A_{тр} = N/(\varphi_{вн} R\gamma). \tag{14.16}$$

Для симметричного двутавра $i_x \approx 0{,}42h$ и $\rho_x = 2i_x^2/h \approx 0{,}35h$, где h — высота сечения колонны, назначенная при компоновке рамы. В таком случае

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x}\sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{l_x}{0{,}42h}\sqrt{\frac{R}{E}} \text{ и } m_x = \frac{l_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N \cdot 0{,}35h}.$$

По полученным значениям m_x и $\bar{\lambda}_x$ по прил. 10 определяют коэффициент η. В первом приближении можно принять соотношение площадей полки $A_п$ и стенки $A_{ст}$ $A_п/A_{ст} = 0{,}5$. Зная величину приведенного эксцентриситета $m_{x1} = \eta m_x$ и условную гибкость $\bar{\lambda}_x$, по прил. 8 получим значение коэффициента $\varphi_{вн}$ и по формуле (14.16) требуемую площадь сечения $A_{тр}$.

По требуемой площади $A_{тр}$ подбирают по сортаменту прокатный двутавр с параллельными гранями полок (тип Ш) или компонуют сечение из трех листов. Наиболее выгодным по расходу стали является тонкостенное сечение. Однако минимальная толщина листов ограничивается условиями местной устойчивости.

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента происходит в упругопластической стадии работы материала (см. гл. 3) и в наиболее сжатой полке, и в примыкающей части стенки развиваются пластические деформации (см. рис. 3.21).

В целях предотвращения местной потери устойчивости стенки предельное отношение высоты стенки $h_{ст}$ к ее толщине $t_{ст}$ не должно превышать значений, указанных в табл. 14.2.

Таблица 14.2. Наибольшие отношения $h_{ст}/t_{ст}$ при разных значениях условной гибкости стержня

Значение относительного эксцентриситета	$\bar{\lambda}\leqslant 0,8$	$\bar{\lambda}>0,8$
$m\leqslant 0,3$	$h_{ст}/t_{ст}=\sqrt{E/R}$	$h_{ст}/t_{ст}=(0,36+0,8\bar{\lambda})\sqrt{E/R}$, но не более $2,9\sqrt{E/R}$
$m\geqslant 1$	$h_{ст}/t_{ст}=1,3\sqrt{E/R}$	$h_{ст}/t_{ст}=(0,9+0,5\bar{\lambda})\sqrt{E/R}$, но не более $3,1\sqrt{E/R}$

Примечание. При промежуточных значениях m $(h_{ст}/t_{ст})_{max}$ определяются линейной интерполяцией между $h_{ст}/t_{ст}$, вычисленными при $m=0,3$ и $m=1$.

Толщина стенки из условия местной устойчивости получается достаточно большой, что делает сечение неэкономичным, особенно при высоте сечения колонны 700 мм и более. В ряде случаев целесообразно уменьшить толщину стенки, приняв $h_{ст}/t_{ст}=80...120$ ($t_{ст}=6$, 8, 10, 12 мм), и обеспечить ее устойчивость постановкой продольных ребер жесткости (рис. 14.5, *а*, *б*), расположенных с одной или двух сторон стенки. Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны. При этом часть стенки между поясом и ребром рассматривается как самостоятельная пластинка. Момент инерции продольного ребра относительно оси стенки должен быть не менее $I_р\geqslant 6h_{ст}t_{ст}^3$. При постановке ребра с одной стороны стенки его момент инерции $I_р$ вычисляется относительно оси, совмещенной с гранью стенки. Постановка продольных ребер значительно увеличивает трудоемкость изготовления колонны и целесообразна только при большой (свыше 1000 мм) ее ширине.

Поскольку переход стенки в критическое состояние еще не означает потерю несущей способности стержня, нормы допускают использование закритической работы стенки. В этом случае неустойчивую часть стенки *а* считают выключившейся из работы и в расчетное сечение колонны включают два крайних участка стенки шириной по $0,85t_{ст}\sqrt{E/R}$ (рис. 14.5, *в*). Исключение части стенки из расчетного сечения учитывается только при определении площади сечения A; все прочие геометрические характеристики определяются для целого сечения.

Назначив толщину стенки, определяют требуемую площадь полки $A_п$:

$$A_{п\,тр}=(A_{тр}-t_{ст}h_{ст})/2$$

$$\text{или } A_{п.тр}=\left(A_{тр}-2\cdot 0,85\,t_{ст}^2\sqrt{E/R}\right)/2,$$

если местная устойчивость стенки не обеспечена. Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается не менее $(1/20...1/30)\,l_y$. Толщину полки назначают с учетом условия местной устойчивости. Для неокаймленной полки двутавра

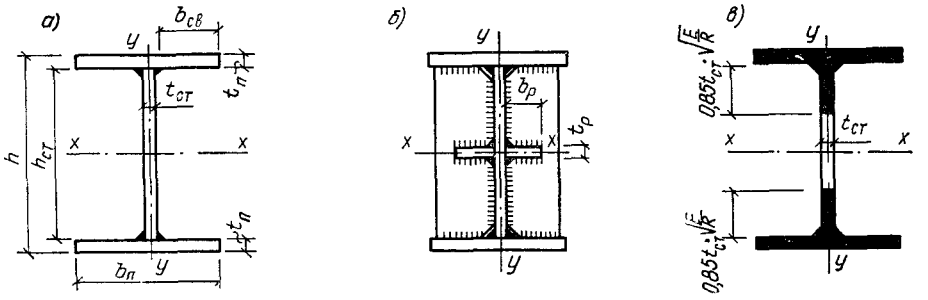


Рис. 14.5. К подбору сечения сплошных колонн

и тавра предельное отношение ширины свеса $b_{св}$ к толщине $t_п$, как и для сжатых элементов, определяется по формуле

$$b_{св}/t_п = (0{,}36 + 0{,}1\bar{\lambda})\sqrt{E/R}. \qquad (14.17)$$

Для других типов сечений $b_{св}/t_п$ указаны в нормах.

Скомпоновав сечение колонны, проводят проверку ее устойчивости в плоскости и из плоскости действия момента по формулам (14.9) и (14.10).

Потеря устойчивости внецентренно сжатой колонны из плоскости действия момента определяется фибровой текучестью, т. е. стенка в этом случае работает в упругой стадии.

Устойчивость стенки при упругой работе (см. гл. 3) зависит от величины $\alpha = (\sigma - \sigma_1)/\sigma$ и τ, где $\sigma = N/A + My_c/I$ — наибольшее сжимающее напряжение в стенке (y_c — расстояние от центра тяжести до сжатого края стенки); $\sigma_1 = N/A - My_р/I$ — соответствующее напряжение у противоположного края стенки ($y_р$ — расстояние от центра тяжести сечения до разгружаемого моментом края стенки); $\tau = Q/h_{ст}t_{ст}$ — среднее касательное напряжение в стенке.

При $\alpha \leqslant 0{,}5$ наибольшее отношение $h_{ст}/t_{ст}$ принимается как для центрально-сжатых элементов (см. гл. 3, § 5); при $\alpha \geqslant 1$ определяется по формуле

$$\frac{h_{ст}}{t_{ст}} = 4{,}35\sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leqslant 3{,}8\sqrt{\frac{E}{R}}, \qquad (14.18)$$

где $\beta = 1{,}4(2\alpha - 1)\tau/\sigma$.

При $0{,}5 < \alpha < 1$ значение $(h_{ст}/t_{ст})_{max}$ определяется по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при $\alpha = 0{,}5$ и $\alpha = 1$.

Если условие (14.18) соблюдается, то проверку устойчивости колонны из плоскости действия момента по формуле (14.10) проводят с учетом всей площади сечения; если стенка неустойчива и принятое соотношение $h_{ст}/t_{ст}$ больше предельного, то в расчет включают два участка стенки по $0{,}85\, t_{ст}\sqrt{E/R}$.

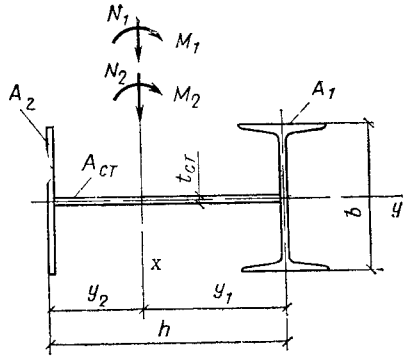
После проверки подобранного сечения в случае необходимости (при недонапряжении свыше 5 % или перенапряжении) проводят корректировку и повторную проверку.

Стенки сплошных колонн при $h_{ст}/t_{ст} \geqslant 2{,}2\sqrt{E/R}$ нужно укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2{,}5—3)h_{ст}$ одно от другого, которые увеличивают жесткость колонны при кручении. На каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Ширину выступающей части ребра $b_р$ принимают не менее: $h_{ст}/30 + 40$ мм — для парного симметричного ребра; $h_{ст}/24 + 50$ мм — для одностороннего ребра; толщину ребра $t_р$ — не менее $2b_р\sqrt{E/R}$.

Сварные швы, соединяющие стенку и полки в составных сечениях, следует выполнять сплошными. Высоту швов назначают в зависимости от толщины полок (см. табл. 5.4).

В колоннах зданий, эксплуатируемых в неагрессивных и слабоагрессивных средах при температуре выше —40 °С, допускается применять односторонние швы, кроме мест примыкания вертикальных связей, кронштейнов, балок и других элементов, где обязательна двусторонняя сварка.



Рим. 14.6. К подбору сечения несимметричной колонны

Для подбора несимметричного сечения следует рассмотреть два загружения с положительным и отрицательным моментами (рис. 14.6). Приближенно можно принять, что высота стенки и расстояние между центрами тяжести полок равны высоте сечения колонны $h_{ст} \approx h_п \approx h$: погрешность при таком допущении не превышает 5 %.

Введем следующие безразмерные параметры: показатель асимметрии $k = y_1/y_2$ и характеристику распределения материала в сечении $p = A_{ст}/A$. В колоннах обычно $p = 0{,}25...0{,}6$. Требуемое значение k можно определить из условия равенства максимальных напряжений в крайних точках сечения, т. е. $\sigma_1 = \sigma_2$, где $\sigma_1 = N_1/A + M_1 y_1/I$ — максимальные напряжения при 1-й комбинации усилий; $\sigma_2 = N_2/A + M_2 y_2/I$ — то же, при 2-й комбинации усилий.

Продольная сила по длине участка ступенчатой колонны меняется незначительно, поэтому можно принять $N_1 = N_2 \approx N$, тогда $k = y_1/y_2 = M_2/M_1$.

Выразим геометрические характеристики сечения через полную площадь A и безразмерные характеристики k и p:

$$A_{ст} = pA; \quad I_x = Ah^2\left[\frac{k}{(1+k)^2} - \frac{p}{6}\right];$$

$$y_1 = \frac{k}{1+k}h; \quad y_2 = \frac{1}{1+k}h;$$

$$i_x = h\sqrt{\frac{k}{(1+k)^2} - \frac{p}{6}};$$

$$\rho_{x1} = \frac{i_x^2}{y_1} = \beta_1 h; \quad \rho_{x2} = \frac{i_x^2}{y_2} = \beta_2 h;$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1+k} - \frac{p(1+k)}{k}; \qquad \beta_2 = \frac{k}{1+k} - \frac{p(1+k)}{6}.$$

Требуемую площадь $A_{тр}$ найдем из комбинации с максимальным по абсолютному значению моментом $A_{тр} = N/\varphi_{вн} R\gamma$. Значение $\varphi_{вн}$ определим по прил. 8, зная, что $\bar{\lambda}_x = (l_x/i_x)\sqrt{E/R}$ и $m_{x1} = \eta m_x = \eta(M/N\rho_x)$.

Далее назначаем с учетом условия местной устойчивости толщину стенки и определяем площадь полок. Учитывая, что $y_2 = h/(1+k)$ и $y_2 \approx (A_1 h + A_{ст} h/2)/A$, найдем $A_1 = A/(1+k) - A_{ст}/2$ и $A_2 = A - A_{ст} - A_1$.

Компоновку полок выполняем так же, как и для симметричного сечения.

В заключение проводятся проверка подобранного сечения и его корректировка.

3. Решетчатые колонны

Стержень решетчатой колонны состоит из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Решетку обычно устанавливают в двух плоскостях (по граням ветвей), хотя для легких колонн иногда применяют решетку, расположенную по оси сечения. Для лучшего включения обеих ветвей колонны в работу на вертикальную нагрузку от кранов в колоннах крайних рядов верхний конец первого (сверху) раскоса целесообразно крепить к подкрановой ветви (см. рис. 14.1, *в*).

Распространенные сечения сквозных колонн показаны на рис. 14.7. Для колонн крайних рядов чаще применяют несимметричные сечения с наружной ветвью швеллерной формы (для удобства примыкания стены) (рис. 14.7, *а*). Наиболее проста эта ветвь из прокатного швеллера, применяется она только в легких колоннах; в более мощных колоннах ветвь проектируют либо из гнутого листа толщиной до 16 мм, либо составного сечения.

Колонны средних рядов проектируют обычно симметричного сечения (рис. 14.7, *б*) с ветвями из прокатных профилей (двутавр типа Ш) либо составного сечения. Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами; от действующих в колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия. Поперечную силу Q воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или в результате потери устойчивости колонны в целом (в предположении, что она работает как единый сквозной стержень).

Продольные усилия в ветвях колонны несимметричного сечения (рис. 14.8) определяют по формулам:

в ветви *1*

$$N_{в1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \qquad (14.19)$$

в ветви *2*

$$N_{г2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}. \qquad (14.20)$$

Здесь N, M — расчетные продольная сила и изгибающий момент; y_1, y_2 — расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей, $h_0 = y_1 + y_2$ — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

В формулах (14.19) и (14.20) значения N и M принимают в комбинациях, дающих наибольшие значения $N_{в1}$ и $N_{в2}$.

После определения расчетных усилий в ветвях каждую из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как работающую на центральное сжатие (см. рис. 14.8).

Устойчивость ветви *1* в плоскости колонны (рамы)

$$N_{в1}/(\varphi_1 A_{в1}) \leqslant R\gamma; \qquad (14.21)$$

из плоскости колонны

$$N_{в1}/(\varphi_y A_{в1}) \leqslant R\gamma, \qquad (14.22)$$

где φ_1 — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви $\lambda_{в1} = l_{в1}/i_1$ ($l_{в1}$ — расчетная длина ветви в плоскости колонны, равная расстоянию между узлами крепления решетки; i_1 — радиус инерции сечения ветви относительно оси *1—1*); φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости $\lambda_y = l_y/i_y$ (l_y — расчетная длина ветви из плоскости колонны, равная обычно высоте нижней части колонны, i_y — радиус инерции сечения ветви относительно оси $y-y$); $A_{в1}$ — площадь сечения ветви.

Аналогично проверяют устойчивость ветви *2*.

Устойчивость колонны или ее участка как единого стержня (в плоскости действия момента) проверяют по формуле (14.9) как для внецентренно сжатого стержня: $N/\varphi_{вн}A \leqslant R\gamma$, но коэффициент $\varphi_{вн}$ определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{E/R}$

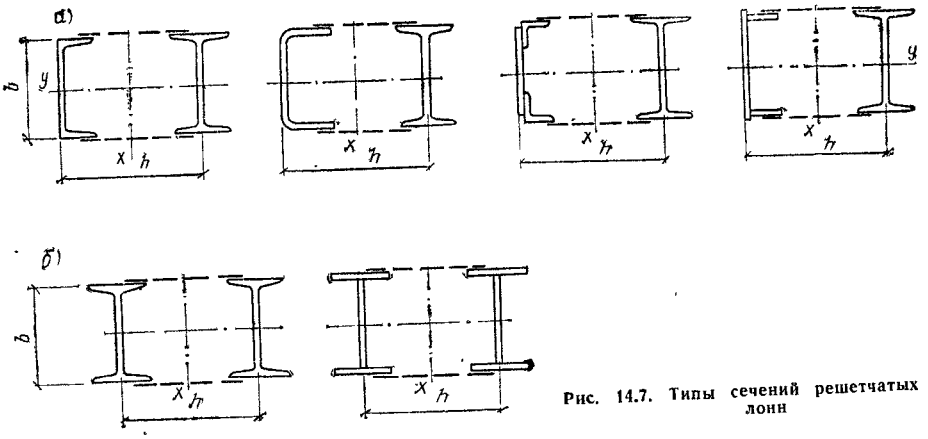


Рис. 14.7. Типы сечений решетчатых колонн

относительного эксцентриситета m_x (коэффициент η не учитывается, см. гл. 3) по прил. 9 для сквозных стержней. Приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ вычисляют так же, как для центрально-сжатых сквозных колонн (см. гл. 8, § 3).

Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m_x = e_x \frac{A}{W_x} = \frac{M_x A}{N I_x} y_1, \qquad (14.23)$$

где M_x — расчетное значение изгибающего момента при проверке устойчивости, принимаемое так же, как для сплошных колонн, A — площадь сечения стержня (обеих ветвей); $I_x = A_{в1} y_1^2 + A_{в2} y_2^2$ — момент инерции сечения колонны (см. рис. 14.8); y_1 — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести наиболее нагруженной ветви колонны.

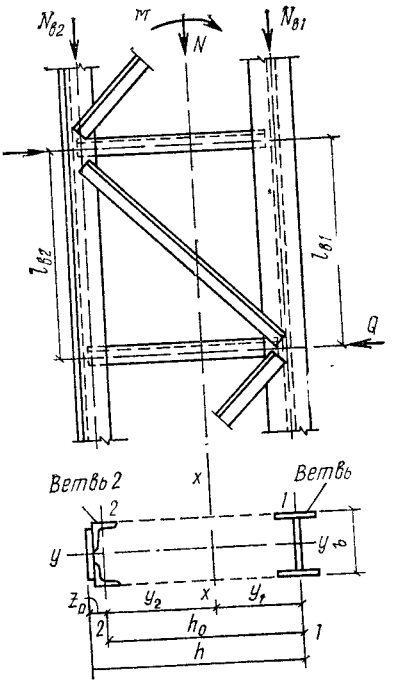


Рис. 14.8. К расчету решетчатой колонны

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей по формуле (14.22). Чтобы увеличить сопротивление колонны скручиванию, ветви колонны соединяют жесткими поперечными диафрагмами, расположенными у концов отправочных элементов. Элементы решетки сквозной внецентренно сжатой колонны рассчитывают на поперечную силу, равную большей из величин: определенной при статическом расчете, или условной $Q_{усл}$ (см. гл. 8, § 5). Сечения элементов решетки подбирают точно так же, как в центрально-сжатых колоннах (см. гл. 8, § 5).

Если раскосы центрировать на ось ветви, то при малой ширине ветви приходится устраивать в узлах фасонки для крепления раскосов. Для упрощения узлов допускается центрировать раскосы на грань ветви, что приводит к появлению в узлах местных изгибающих моментов и более раннему развитию пластичности.

Расчет ветвей на совместное действие продольной силы и момента от внецентренного крепления решетки обычно не производят, так как местные пластические деформации приближают условия работы колонны к принятой расчетной схеме с шарнирными узлами и несущественно влияют на несущую способность колонны.

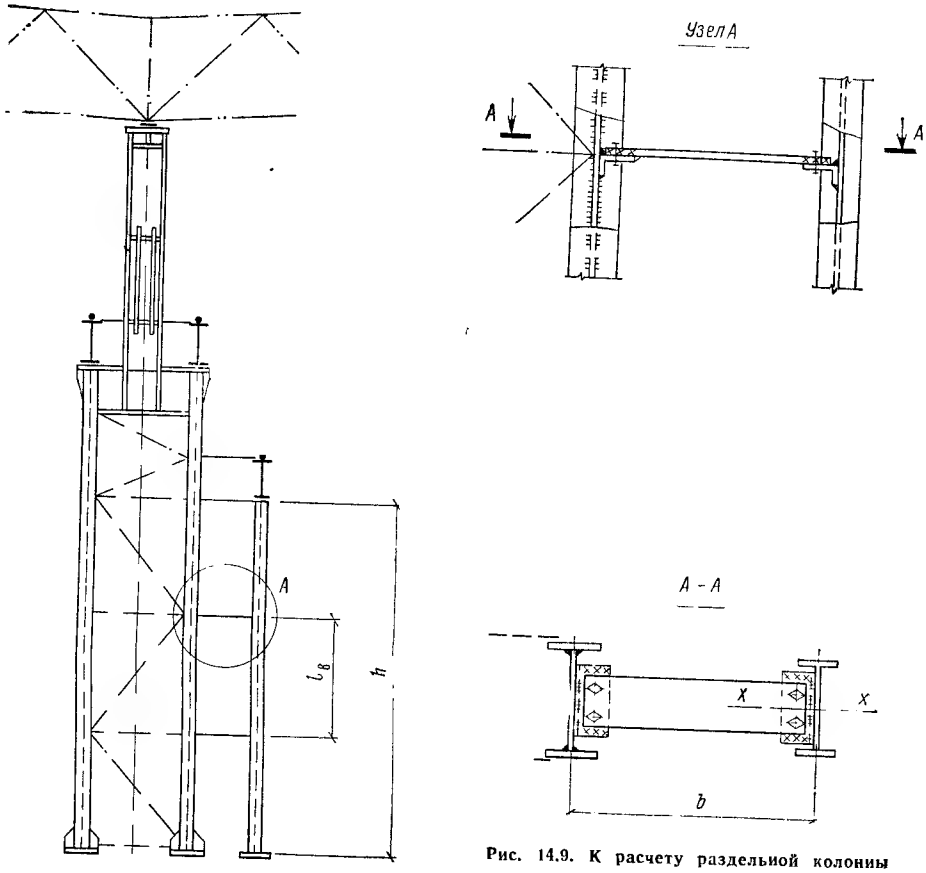


Рис. 14.9. К расчету раздельной колонны

Сечение внецентренно сжатой сквозной колонны обычно подбирают в следующем порядке.

По формулам (14.19) и (14.20) определяют ориентировочно усилия в ветвях колонны. Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то предварительно принимают $y_1 \approx (0{,}45...0{,}55)h_0$; $y_2 \approx (0{,}55...0{,}45)h_0$ и $h_0 = h$ (размер h установлен при компоновке рамы).

Положение центра тяжести сквозной колонны несимметричного сечения более точно можно определить в предположении, что площади ветвей пропорциональны усилиям в них, из решения уравнения

$$y_1^2 - \left(\frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0\right) y_1 + \frac{M_2 h_0}{N_1 - N_2} = 0, \qquad (14.24)$$

где N_1, M_1 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь *1*; N_2, M_2 — комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь *2*.

В большинстве случаев $N_1 \approx N_2$ (разница не превышает 10 %) и

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0. \qquad (14.25)$$

Для симметричных сечений $y_1 = y_2 = 0{,}5h_0$.

Далее находят требуемую площадь ветвей

$$A_{в1} = N_{в1}/(0{,}7...0{,}9)\,R\gamma \text{ и } A_{в2} = N_{в2}/(0{,}7...0{,}9)\,R\gamma \qquad (14.26)$$

и компонуют сечения ветвей. Ширину ветви для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимают $^1/_{20}$—$^1/_{30}$ длины ветви (длины колонны или ее участка из плоскости рамы). Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местная устойчивость полок и стенки обеспечивается так же, как и в центрально-сжатых колоннах (см. гл. 8, § 5).

После этого определяют геометрические характеристики обеих ветвей и всего сечения в целом. По формулам (14.19) и (14.20) уточняют значение продольных сил в ветвях и проверяют их устойчивость в обеих плоскостях по формулам (14.21) и (14.22). Устойчивость стержня в целом проверяют после подбора сечений раскосов решетки.

4. Раздельные колонны

Подкрановую стойку раздельной колонны проектируют обычно из прокатного двутавра (рис. 14.9). Эту стойку рассчитывают на осевую сжимающую силу N, равную сумме опорных давлений подкрановых балок (D_{max} — при установке кранов у колонны) (см. гл. 12). Устойчивость стойки должна быть проверена как в плоскости рамы (относительно оси $y—y$), так и из ее плоскости (ось $x—x$) (см. рис. 14.9): $N/\varphi_y A \leqslant R\gamma$ и $N/\varphi_x A \leqslant R\gamma$.

Гибкость стойки $\lambda_y = l_y/i_y = l_в/i_y$ и $\lambda_x = l_x/i_x$. Здесь $l_в$ — расстояние между соединительными планками; l_x — расчетная длина стойки из плоскости рамы, определяемая как для стержня, защемленного внизу и шарнирно опертого верхним концом, т. е. $l_x = 0{,}7h$.

Соединительные планки проектируют гибкими в вертикальном направлении из листов $t = 10...12$ мм. Расстояние между планками целесообразно назначать из условия равноустойчивости стойки в обеих плоскостях ($\lambda_x = \lambda_y$), откуда $l_в = l_x i_y / i_x$.

Планки должны быть проверены на устойчивость от условной поперечной силы $Q_{усл}$. Расчетная длина планки принимается равной расстоянию b между стойкой и основной ветвью колонны (см. рис. 14.9), гибкость планки λ не должна превышать 120.

§ 3. УЗЛЫ КОЛОНН

1. Оголовки колонн

Опирание стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху или сбоку. Опирание сверху (см. рис. 13.15) применяют при шарнирном присоединении ригелей к колоннам. Опорное давление стропильных ферм $F_ф$ передается на опорную плиту оголовка колонны, затем через ребро оголовка на стенку колонны (или траверсу в сквозной колонне). Конструирование и расчет таких оголовков проводятся так же, как в центрально-сжатых колоннах, и рассмотрены в гл. 8.

Опирание ферм на колонны сбоку проектируют как при жестком, так и при шарнирном соединении ригеля с колонной (см. рис. 13.16). Конструирование и расчет этих узлов рассмотрены в п. 3 § 3 предыдущей главы.

2. Узлы опирания подкрановых балок и стыки колонн

В колоннах постоянного по высоте сечения подкрановые балки и другие конструкции опираются на специальные консоли (рис. 14.10). При кранах небольшой грузоподъемности применяются одностенчатые консоли, привариваемые к стержню колонны на заводе-изготовителе (если позволяют габариты перевозки). Консоль и швы ее крепления к колонне рассчитывают на изгибающий момент $M = D_{max}e$ и срез силой D_{max} (D_{max} — максимальное усилие от кранов).

Напряжения у основания консоли и в швах ее крепления можно определить, предполагая, что момент воспринимается только полками $H = M/h_к$, а вертикальная сила — стенкой. Полку колонны следует проверить на растяжение в направлении толщины проката (линия $1—1$ на рис. 14.10, a).

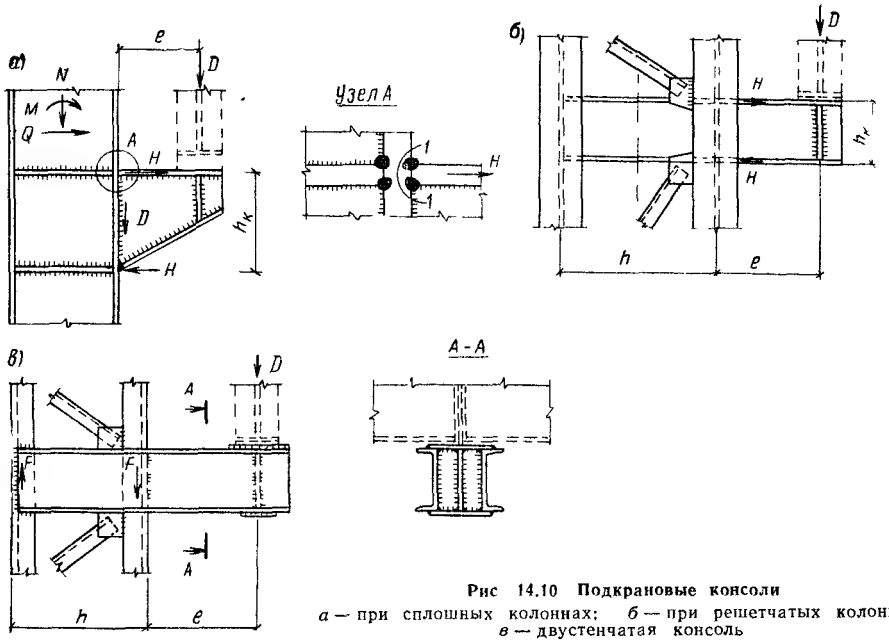


Рис 14.10 Подкрановые консоли

а — при сплошных колоннах; *б* — при решетчатых колоннах; *в* — двустенчатая консоль

В стенке колонны в месте примыкания консоли возникает сложное напряженное состояниие, и ее прочность проверяется по приведенным напряжениям по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant 1{,}15R\gamma, \qquad (14.27)$$

где

$$\sigma = N/A + M/W; \qquad \tau = (Q + H)/A_{ст};$$

$A_{ст}$ — площадь стенки колонны

Швы крепления ребер колонны к стенке и полке необходимо проверить на действие усилия H.

При передаче больших усилий устраивают двустенчатую консоль (рис. 14.10, *в*). Сечение консоли проверяют на действие момента $M = D_{max}e$ и перерезывающей силы D_{max}. Усилие в швах крепления консоли к ветвям колонны находят по правилу рычага: $F = D_{max}[(h+e)/h]$, $F_1 = D_{max}e/h$ (обозначения см. на рис. 14.10, *в*). Учитывая возможность неравномерной передачи нагрузки на ветви консоли, усилие увеличивают на 20 %.

В ступенчатых колоннах подкрановые балки опираются на уступ колонны. Для передачи усилий от верхней части колонны и подкрановых балок на нижнюю часть в месте уступа устраивают траверсу (рис. 14.11). Высоту траверсы $h_{тр}$ принимают равной 0,5—0,8 ширины нижней части колонны. Усилие D_{max} через плиту толщиной 20—25 мм передается на стенку траверсы. При передаче усилия через фрезерованную поверхность стенка траверсы работает на смятие и проверяется по формуле

$$\sigma = D_{max}/l_{см}\, t_{ст\ тр} \leqslant R_{см\ т}\gamma, \qquad (14.28)$$

где $l_{см} = b_{о\ р} + 2t_{пл}$ — длина сминаемой поверхности, $b_{о\ р}$ — ширина опорных ребер балок, $t_{ст\ тр}$, $t_{пл}$ — толщина стенки траверсы и плиты.

Продольная сила N и изгибающий момент M от верхней части колонны через вертикальные ребра также передаются на траверсу. В запас прочности допустимо считать, что усилия N и M передаются только через полки верхней части колонны: $N_п = N/2 \pm M/h_в$, где N и M — усилия в сечении *II—II* (см. табл. 12.6).

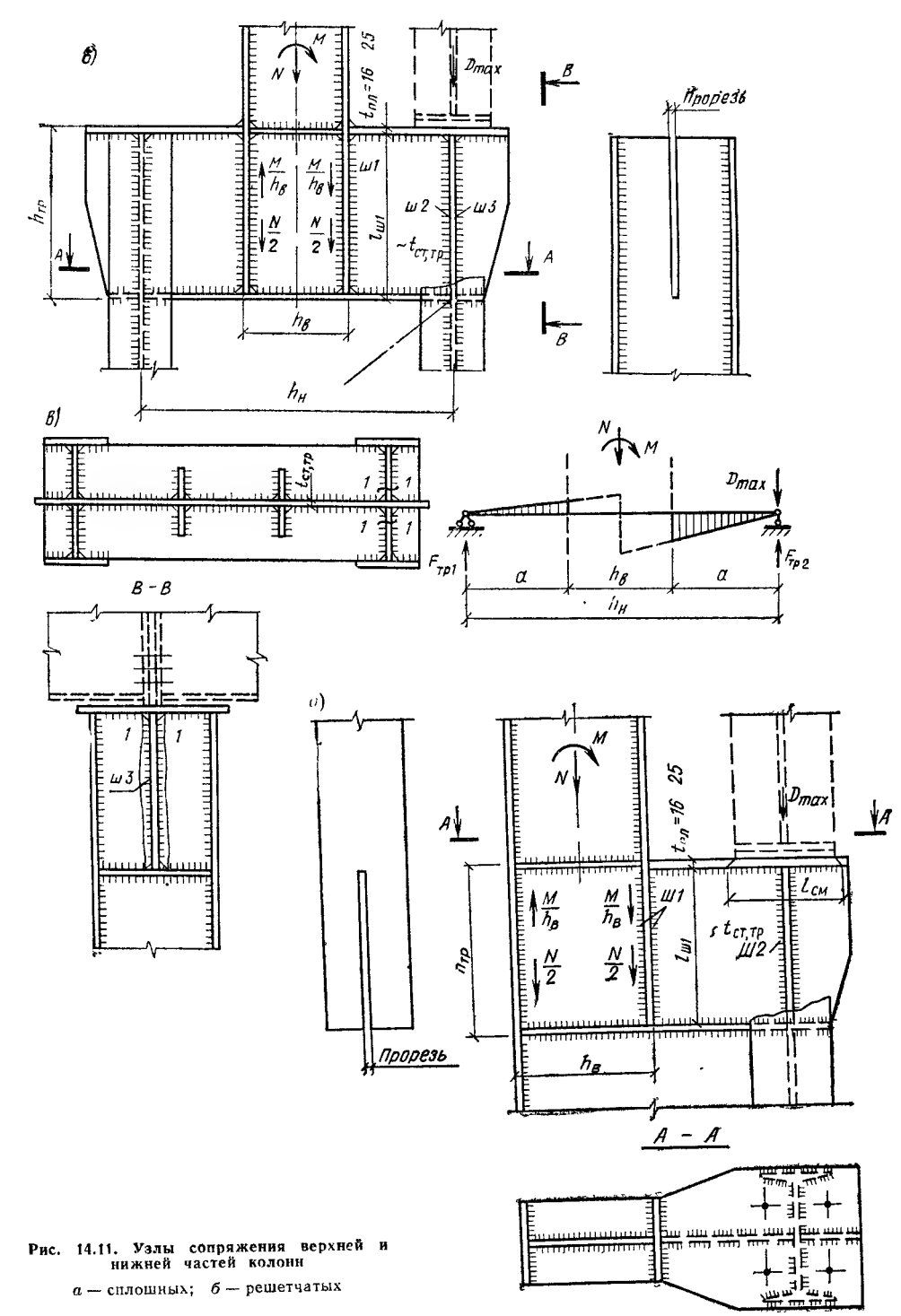


Рис. 14.11. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонн

а — сплошных; *б* — решетчатых

Соответственно требуемая длина шва крепления вертикального ребра к стенке траверсы (*ш1*) исходя из приварки четырьмя швами определяется по формуле

$$l_{ш} = N_{п}/4k_{ш}\left(\beta R_{у}^{св}\gamma_{у}^{св}\right)_{min}\gamma. \qquad (14.29)$$

Из условия равнопрочности полки и шва крепления длину шва можно определить по предельному усилию в полке $N_{п}=A_{п}R$, где $A_{п}$ — площадь полки.

В решетчатых колоннах траверса работает как балка двутаврового сечения, нагруженная усилиями N, M и D_{max} и имеющая пролет, равный ширине нижней части колонны $h_{н}$ (рис. 14.11, *б*). Прочность траверсы проверяется на изгиб и срез по формулам

$$\left.\begin{aligned} &\sigma = M_{тр}/W_{тр} \leqslant R\gamma \\ &\text{и } \tau = Q_{тр}/h_{ст.тр}\,t_{ст} \leqslant R_{ср}\,\gamma. \end{aligned}\right\} \qquad (14.30)$$

Здесь $h_{ст.тр}$, $t_{ст}$ — высота и толщина стенки траверсы; $W_{тр}$ — момент сопротивления траверсы; $M_{тр}$, $Q_{тр}$ — изгибающий момент и поперечная сила.

Для симметричных колонн среднего ряда $M_{тр}=(N/2+M/h_{н})a$, а $Q_{тр}=N/2+M/h_{н}+kD_{max}/2$. Коэффициент $k=1{,}2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{max} вследствие возможного перекоса поверхности опорных ребер балок (см. гл. 15).

Для колонны крайнего ряда определение $M_{тр}$ и $Q_{тр}$ дано в примере.

Швы крепления траверсы к ветвям колонны (*ш2*) рассчитывают на опорную реакцию траверсы $F_{тр}=Q_{тр}$, а шов крепления ребра, устанавливаемого с наружной стороны колонны напротив траверсы (*ш3*), — на усилие $F=kD_{max}/2$.

Для большей надежности крепления траверсы в полке верхней части и в стенке подкрановой ветви (см. рис. 14.11) делают прорези, в которые заводят стенку траверсы. В этом случае швы крепления траверсы к подкрановой ветви рассчитывают на усилие $F=N/2+M/h_{н}+D_{max}$ (для средней колонны).

На это же усилие следует проверить на срез (линия *1—1*) стенку подкрановой ветви в месте крепления траверсы

$$\tau = F/2h_{ст.тр}\,t_{ст.в} \leqslant R_{ср}\,\gamma, \qquad (14.31)$$

где $t_{ст.в}$ — толщина стенки ветви.

При $\tau > R_{ср}\gamma$ необходимо увеличить высоту траверсы или сделать более толстую вставку в стенке ветви колонны.

В колонне со сплошностенчатой подкрановой частью траверса опирается не только на полки, но и стенку колонны, поэтому расчет траверсы на изгиб не требуется, а прочность швов крепления траверсы к подкрановой полке (*ш2*) и стенки (по линии *1—1*) допускается (в запас) проверять на усилие D_{max}.

Стыки в колоннах приходится делать в двух случаях: из-за ограниченной длины прокатной стали (заводские стыки) и для членения колонны на отправочные элементы (при $l>18$ м), исходя из возможностей транспортирования и монтажа (монтажные стыки).

Заводские стыки следует выполнять сварными встык с полным проваром. Если нельзя выполнить стыковые соединения, то устанавливают накладки (рис. 14.12). Расчет таких соединений целесообразно проводить из условия равнопрочности с основным сечением (см. гл. 5).

Монтажные соединения выполняются встык с полным проваром или на высокопрочных болтах (рис. 14.13). При соединении встык торцы элементов фрезеруют. Для выверки и фиксации стыкуемых элементов

Рис 14.12. Примеры заводских стыков
1 — стыки листов

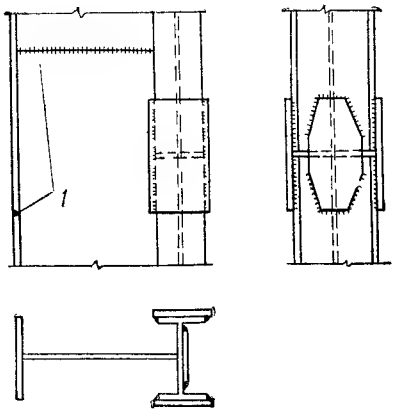
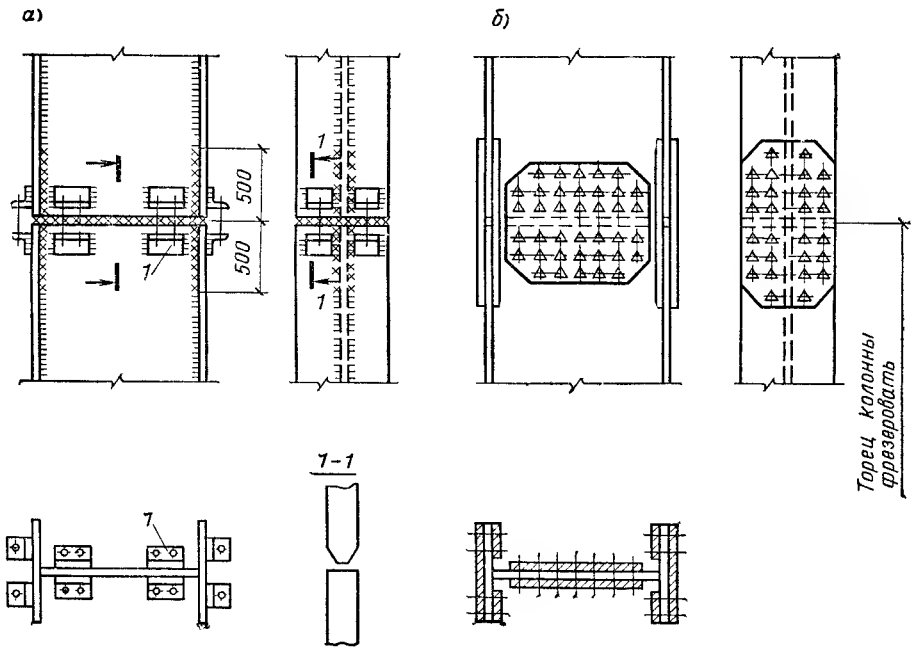


Рис. 14.13. Монтажные стыки колонн

а — сварной стык, *б* — стык на высокопрочных болтах, *1* — монтажные стыковочные уголки



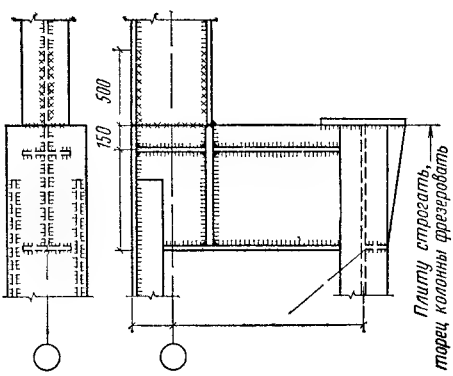


Рис. 14.14. Монтажный стык ступенчатой колонны

устанавливают монтажные уголки (рис. 14.13, *а*). При разной толщине стыкуемых элементов полки соединяются с помощью накладок.

В монтажных стыках на высокопрочных болтах сжимающие усилия передаются через фрезерованные торцы колонн, а растягивающие — накладками. Для ступенчатых колонн монтажный стык устраивается обычно в месте уступа. Решение такого стыка показано на рис. 14.14.

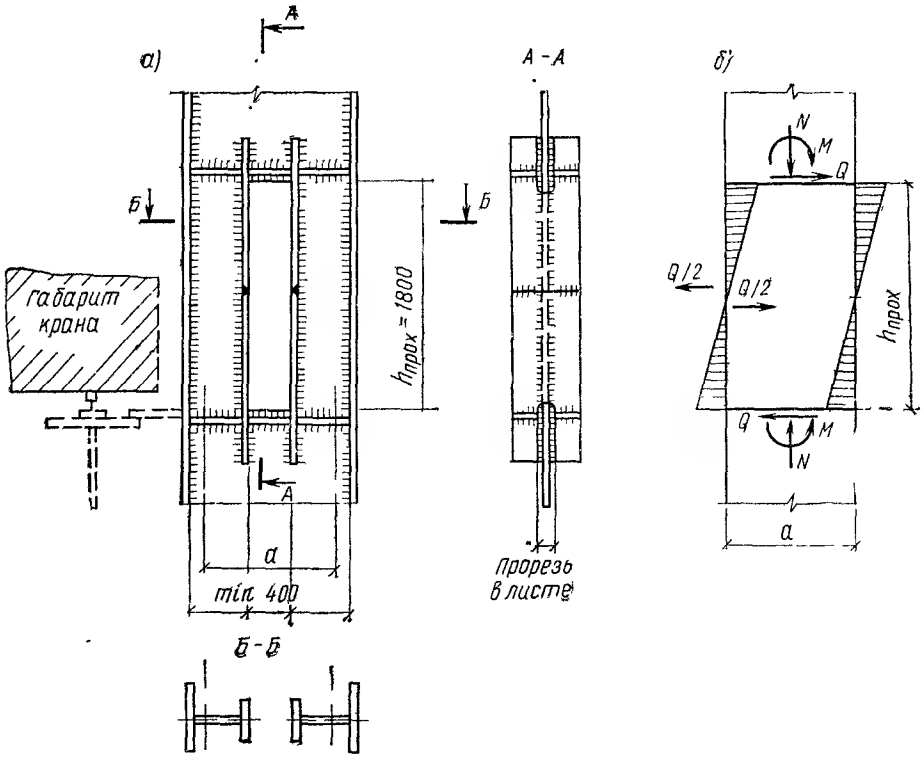


Рис. 14.15. Проем для прохода в стенке колонны

а — конструктивное оформление, *б* — расчетная схема

При устройстве прохода в теле колонны (в зданиях с кранами особого режима работы) ослабленный участок следует усилить приваркой дополнительных листов (рис. 14.15).

Сечение колонны в месте прохода необходимо проверить на действие M, N и Q Для обеспечения равнопрочности целесообразно для расчета взять ту же комбинацию усилий, что и при проверке сечения колонны Работа колонны в месте прохода аналогична работе внецентренно сжатого сквозного стержня на жестких планках От изгибающего момента M и продольной силы N в ветвях возникает продольное усилие $N_в = N/2 \pm M/a$, от поперечной силы Q — местный момент $M_в = (Q/2)(h/2) = Qh/4$

Устойчивость ветви проверяют по формулам внецентренного сжатия (14 14) и (14 15).

Расчетная длина ветви принимается равной высоте прохода

3. Базы колонн

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий с колонны на фундамент. В состав базы входят плита, траверсы, ребра, анкерные болты и устройства для их крепления (столики, анкерные плиты и т. д.). Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа сопряжения ее с фундаментом (жесткое или шарнирное).

Шарнирные базы подобны применяемым для центрально-сжатых колонн и рассмотрены в гл. 8. При больших усилиях базы шарнирных рамных систем проектируются с использованием опорных шарниров (плиточных, балансирных) (см. гл. 17). В производственных зданиях колонна в плоскости рамы имеет обычно жесткое сопряжение с фундаментом, а из плоскости —шарнирное.

Существует два типа баз — общая и раздельная.

Для сплошных, а также легких сквозных колонн (при ширине $h < 1000$ мм) применяются общие базы (рис. 14.16). Для лучшей пере-

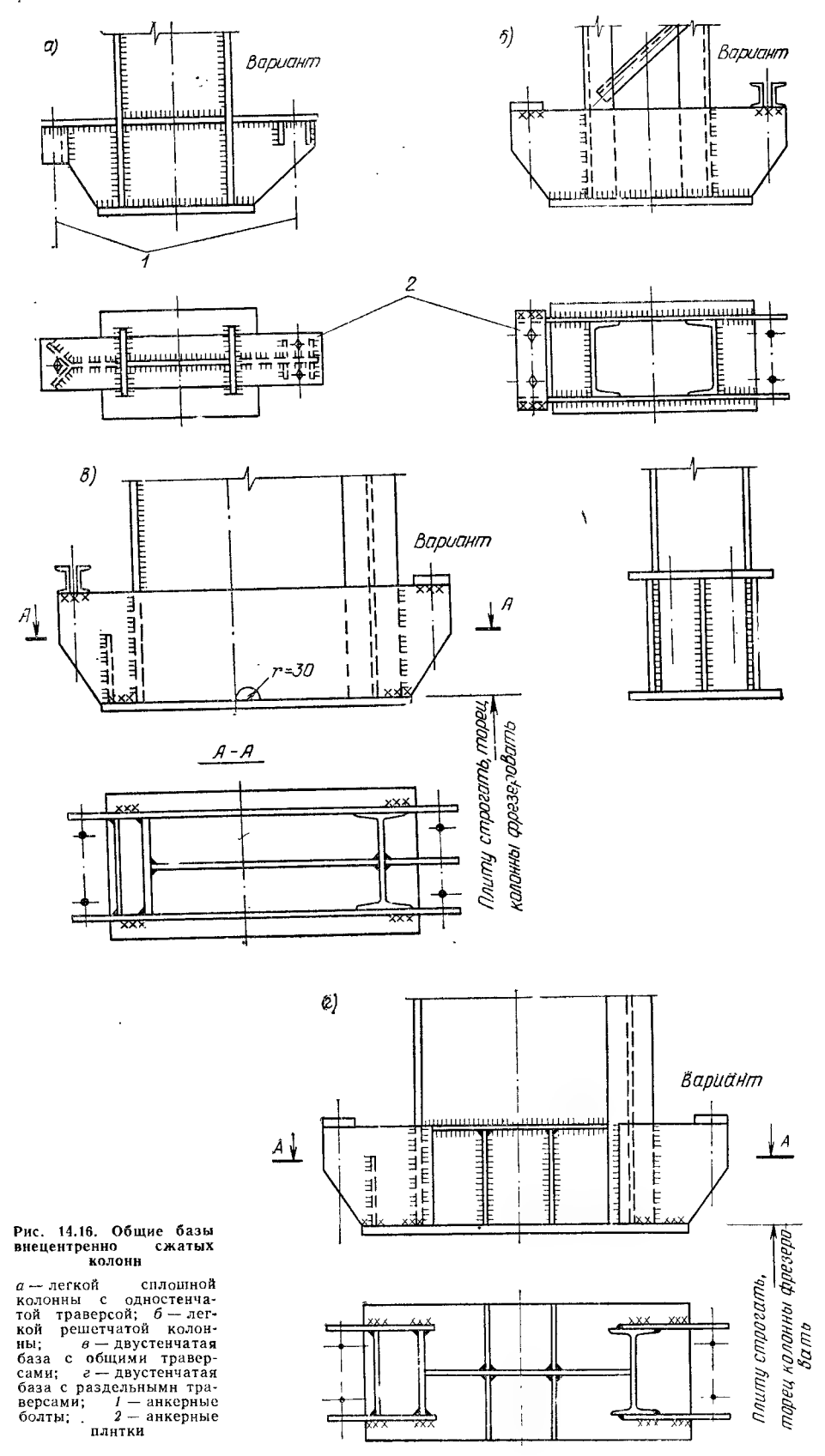


Рис. 14.16. Общие базы внецентренно сжатых колонн

а — легкой сплошной колонны с одностенчатой траверсой; *б* — легкой решетчатой колонны; *в* — двустенчатая база с общими траверсами; *г* — двустенчатая база с раздельными траверсами; *1* — анкерные болты; *2* — анкерные плитки

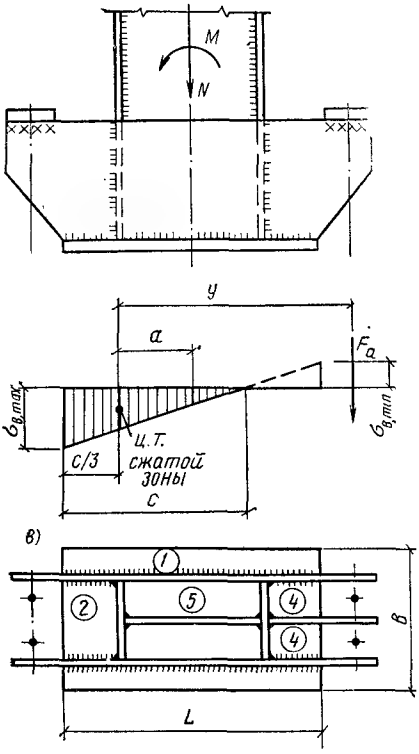


Рис. 14.17. К расчету базы внецентренно сжатой колонны

дачи момента на фундамент база внецентренно сжатой колонны развивается в плоскости действия момента; центр плиты обычно совмещается с центром тяжести колонны.

Если момент одного знака по абсолютному значению значительно больше момента другого знака, возможна конструкция базы с плитой, смещенной в сторону действия большего момента.

Под плитой в бетоне фундамента возникают нормальные напряжения $\sigma_ф$ (рис. 14.17, *б*), определяемые по формулам внецентренного сжатия

$$\sigma_{ф\,\substack{max\\min}} = \frac{N}{A_{пл}} \pm \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2}, \tag{14.32}$$

где $A_{пл}$, $W_{пл}$ — площадь и момент сопротивления плиты; B, L — ширина и длина плиты.

При большом значении изгибающего момента второй член формулы (14.32) может оказаться больше первого и под плитой возникают растягивающие напряжения. Так как плита лежит на фундаменте свободно, для восприятия возможного растяжения устанавливают анкерные болты, которые в отличие от базы центрально-сжатой колонны являются расчетными элементами.

Ширина плиты принимается на 100—200 мм шире сечения колонны. Тогда из условия прочности бетона фундамента на сжатие $\sigma_{ф\,max} \leqslant R_б$ из формулы (14.32) можно определить длину плиты

$$L \geqslant \frac{N}{2BR_б} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_б}\right)^2 + \frac{6M}{BR_б}}. \tag{14.33}$$

Расчетное сопротивление бетона фундамента на сжатие $R_б$ определяется по формуле (8.39). Расчет выполняют на комбинацию усилий N и M, дающую наибольшее краевое сжатие бетона.

Для обеспечения жесткости плиты и уменьшения ее толщины в базе устанавливают траверсы и ребра.

В легких колоннах применяют базы как с одностенчатой (см. рис. 14.16, а), так и двустенчатой траверсой из листов или двух швеллеров (см. рис. 14.16, *в*). Для более мощных колонн устраивают двустенчатые траверсы из листов. Траверсы могут быть общими для полок колонны (см. рис. 14.16, *в*) и раздельными (см. рис. 14.16, *г*).

Общие траверсы приваривают к полкам колонны наружными швами (сварка во внутренней полости затруднена). Они работают как двухконсольные балки под действием отпора бетона фундамента и усилия в анкерных болтах. Швы крепления траверсы воспринимают только сдвигающее усилие. Такие траверсы целесообразны при небольшой ширине колонны (до 500—700 мм). При большей ширине колонны более экономичны и удобны для сварки раздельные траверсы (см. рис. 14.16, *г*).

Каждая траверса приваривается к полке колонны двумя швами и работает как консоль от отпора бетона или усилия в анкерном болте. Швы крепления траверсы воспринимают момент и сдвигающее усилие.

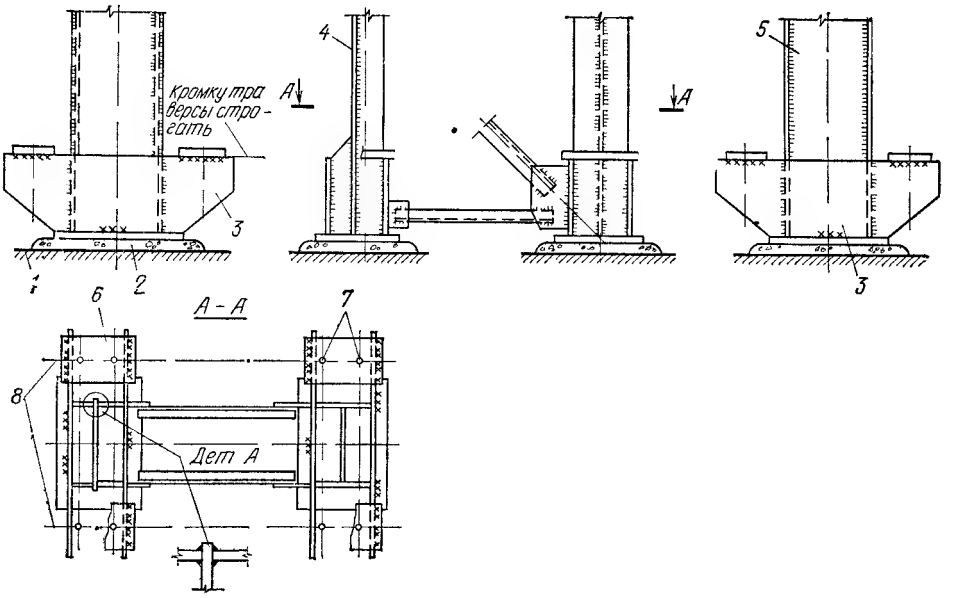


Рис. 14.18. Раздельная база решетчатой колонны

1 — верх фундамента, *2* — цементная подливка *3* — траверса; *4* — наружная ветвь; *5* — подкрановая ветвь, *6* — анкерная плитка, *7* — отверстия в плитке $d = d_{анк.б} + 6$ мм, *8* — ось анкерных болтов

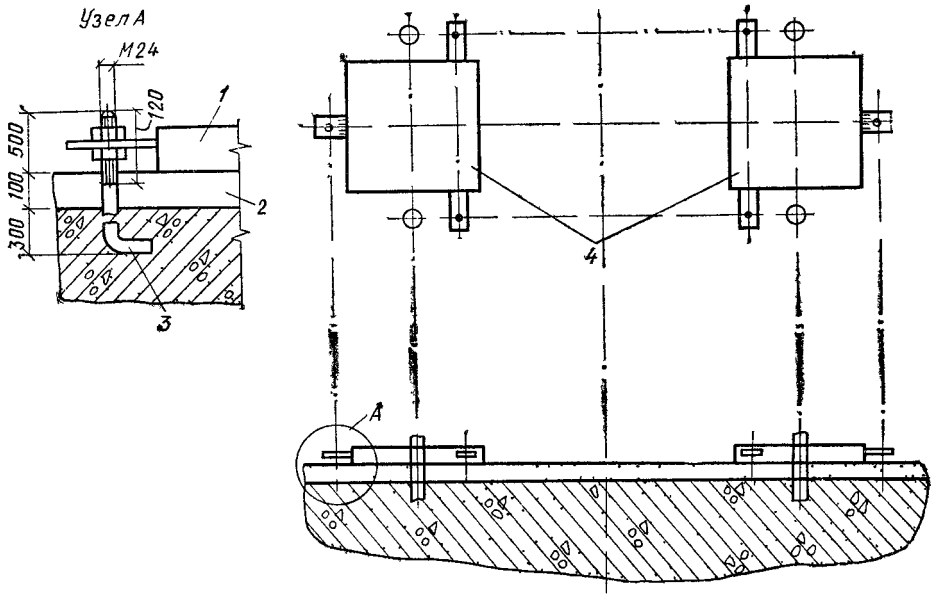


Рис 14 19 Опорные плиты баз при безвыверочном методе монтажа

1 — плита, *2* — подливка, *3* — установочный болт для рихтовки плиты под колонну, *4* — анкерные болты

Сечения и швы крепления траверс и ребер рассчитывают на отпор бетона с соответствующих грузовых площадей (см гл 8).

Ребра и траверсы расчленяют плиту на отдельные участки Работа и расчет плиты аналогичны базе центрально-сжатой колонны (см. гл. 8). Так как напряжения в бетоне фундамента под плитой распределяются неравномерно, при определении моментов на различных участках величину $\sigma_ф$ (несколько в запас) принимают наибольшей в пределах каждого участка (по эпюре напряжений в бетоне).

Анкерные болты работают на растяжение и воспринимают усилие, отрывающее базу от фундамента и возникающее при действии момента. Усилие в анкерных болтах определяют в предположении, что бетон не работает на растяжение и растягивающая сила F_a, соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений (см. рис. 14.17), полностью воспринимается анкерными болтами.

Исходя из уравнения равновесия сил относительно центра тяжести сжатой зоны бетона $M-Na-F_a y=0$, усилие в анкерных болтах (с одной стороны базы) $F_a=(M-Na)/y$ и требуемая площадь сечения одного анкерного болта $A^{б}_{нт}=F_a/nR^{a}_{р}\gamma$ (здесь a и y — размеры по рис. 14.17; n — число анкерных болтов с одной стороны базы; $R^{a}_{р}$ — расчетное сопротивление анкерного болта).

При расчете анкерных болтов необходимо принимать комбинацию нагрузок, дающую наибольшее растягивающее усилие в болтах. Исходя из условия появления растягивающих напряжений в бетоне фундамента $\sigma_{ф min}=N/BL-6M/BL^2<0$ при расчете анкерных болтов следует учитывать временные нагрузки, для которых $M/N\geqslant L/6$. Если для постоянной нагрузки $M/N<L/6$, т. е. она разгружает анкерные болты, значения N и M следует определять при коэффициенте перегрузки для постоянной нагрузки $n=0{,}9$.

Анкерные болты закрепляют на специальных столиках (см. рис. 14.16, *а*) и анкерных плитках (см. рис. 14.16, *б*). Анкерные столики работают по консольной схеме на изгиб от усилия в анкерном болте. Анкерные плитки опираются на траверсы и работают как балка на двух опорах. При большом расстоянии между траверсами под анкерные болты устанавливают балочку из двух швеллеров.

Под сквозные колонны при ширине их 1 м и более устраивают, как правило, раздельные базы (под каждую ветвь — своя база) (рис. 14.18). Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально-сжатых колонн (см. гл. 8). Центр плиты совмещают с центром тяжести ветвей, в противном случае в ветви колонны появляется дополнительный момент.

Базу каждой ветви рассчитывают на свою комбинацию изгибающего момента и продольной силы, дающую наибольшие усилия сжатия в ветви в нижнем сечении колонны. Усилия, передающиеся на базы, определяют по формулам (14.19) и (14.20).

При значительном изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие. Это усилие воспринимается анкерными болтами и определяется по формуле

$$F_a=(M-Ny_{1(2)})/h_н.$$

Из условия появления растягивающих усилий в анкерных болтах в сочетании учитываются нагрузки, для которых

$$M/N>y_{1(2)}/h_н.$$

Анкерные болты располагают по оси ветвей и закрепляют на столиках или с помощью анкерной плитки.

Конструкция базы должна обеспечивать удобство прихватки деталей при их сборке и доступность сварки всех швов. При проектировании базы следует учитывать также способ установки колонны на фундамент.

При установке колонны на подкладки с последующей выверкой или на выверенную поверхность фундамента плита базы приваривается к стержню колонны на заводе-изготовителе.

В связи с высокой трудоемкостью таких способов монтажа (трудность выверки колонны, сложность выполнения поверхности фундамента с высокой точностью) основным в настоящее время является безвыверочный метод. Сущность его заключается в том, что первоначально на фундамент устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью. Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рис. 14.19).

После выверки под плиты подливают цементный раствор. Торец колонны при изготовлении фрезеруют. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту. Высокая точность фрезеровки и установки плит обеспечивает проектное положение колонны без дополнительной выверки. Затем на анкерные болты надевают анкерные плитки и затягивают болты. После установки колонны стержень ее приваривают к плите конструктивными швами. При необходимости эти швы следует проверить на действие сдвигающего усилия, передача же продольного усилия осуществляется через фрезерованные поверхности.

При проектировании базы для безвыверочного монтажа следует предусмотреть крепление установочных болтов. Толщина плиты должна быть на 2—3 мм больше полученной по расчету (для выполнения фрезеровки). База колонны не должна иметь длинных выступающих деталей, которые могут быть повреждены при фрезеровке.

Метод безвыверочного монтажа позволяет упростить и ускорить монтаж колонн и опирающихся на них конструкций (благодаря более точной установке колонн).

§ 4. ПРИМЕР РАСЧЕТА СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

1. **Исходные данные.** Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны однопролетного производственного здания (ригель имеет жесткое сопряжение с колонной). Расчетные усилия указаны в табл. 12.6:

для верхней части колонны в сечении *1—1* $N=607$ кН; $M=-811$ кН·м; $Q=151$ кН; в сечении *2—2* при том же сочетании нагрузок (1, 2, 3*, 4, 5*) $M=-202$ кН·м;

для нижней части колонны $N_1=1879$ кН; $M_1=-729$ кН·м (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь); $N_2=2108$ кН; $M_2=+1066$ кН·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь); $Q_{max}=171$ кН.

Соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны $I_в/I_н=1/5$; материал колонны — сталь марки Вст3кп2, бетон фундамента марки М150. Конструктивная схема колонны показана на рис. 14.20, *а*.

2. **Определение расчетных длин колонны.** Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы определим по формулам $l_{x1}=\mu_1 l_1$ и $l_{x2}=\mu_2 l_2$.

Так как $H_в/H_н=l_2/l_1=4{,}7/11{,}3=0{,}416<0{,}6$ и $N_н/N_в=2108/607=3{,}5>3$, значения μ_1 и μ_2 определим по табл. 14.1.

В однопролетной раме с жестким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота (см. § 2 п. 2); $\mu_1=2$; $\mu_2=3$.

Таким образом, для нижней части колонны $l_{x1}=\mu_1 l_1=2\cdot 1130=2260$ см; для верхней $l_{x2}=\mu_2 l_2=3\cdot 470=1410$ см.

Расчетные длины из плоскости рамы (см. рис. 14.20, *а*) для нижней и верхней частей равны соответственно: $l_{y1}=H_н=1130$ см; $l_{y2}=H_в-h_б=470-120=350$ см.

3. **Подбор сечения верхней части колонны.** Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра высотой $h_в=1000$ мм.

По формуле (14.16) определим требуемую площадь сечения.

Для симметричного двутавра $i_x\approx 0{,}42h=0{,}42\cdot 100=42$ см; $\rho_x\approx 0{,}35h=0{,}35\cdot 100=35$ см; $\bar\lambda_x=(l_{x2}/i_x)\sqrt{R/E}=(1410/42)\sqrt{21{,}5/2{,}06\cdot 10^4}=1{,}1$ (для стали Вст3кп2 толщиной до 20 мм $R=215$ МПа$=21{,}5$ кН/см^2);

$$m_x=e_x/\rho_x=M/(N\cdot 0{,}35h)=81\,100/(607\cdot 0{,}35\cdot 100)=3{,}82.$$

Значение коэффициента η определим по прил. 10. Примем в первом приближении $A_п/A_{ст}=1$, тогда $\eta=(1{,}90-0{,}1m_x)-0{,}02(6-m_x)\bar\lambda_x=(1{,}90-0{,}1\cdot 3{,}8)-0{,}02(6-3{,}8)1{,}1=1{,}47$; $m_{1x}=\eta m_x=1{,}47\cdot 3{,}82=5{,}62$.

По прил. 8 $\bar\lambda_x=1{,}1$ и $m_{1x}=5{,}62$; $\varphi_{вн}=0{,}23$ $A_{тр}=607/0{,}23\cdot 21{,}5\approx 123$ см^2.

Компоновка сечения: высота стенки $h_{ст}=h_в-2t_п=100-2\cdot 1{,}4=97{,}2$ см (принимаем предварительно толщину полок $t_п=1{,}4$ см).

По табл. 14.2 при $m>1$ и $\bar\lambda>0{,}8$ из условия местной устойчивости

$$h_{ст}/t_{ст}\leqslant\left(0{,}9+0{,}5\bar\lambda\right)\sqrt{E/R}=(0{,}9+0{,}5\cdot 1{,}1)\sqrt{2{,}06\cdot 10^4/21{,}5}=44 \text{ и}$$

$$t_{ст}\geqslant 97{,}2/44=2{,}2 \text{ см}.$$

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, принимаем $t_{ст}=0{,}8$ см ($h_{ст}/t_{ст}=80...120$) и включаем в расчетную площадь сечения колонны два крайних участка стенки шириной по $0{,}85t_{ст}\sqrt{E/R}=0{,}85\cdot 0{,}8\cdot\sqrt{2{,}06\cdot 10^4/21{,}5}=21$ см.

Требуемая площадь полки

$$A_{п.тр}=\left(A_{тр}-2\cdot 0{,}85t_{ст}^2\sqrt{E/R}\right)/2=\left(123-2\cdot 0{,}8^2\cdot 0{,}85\sqrt{2{,}06\cdot 10^4/21{,}5}\right)/2=44{,}7 \text{ см}^2.$$

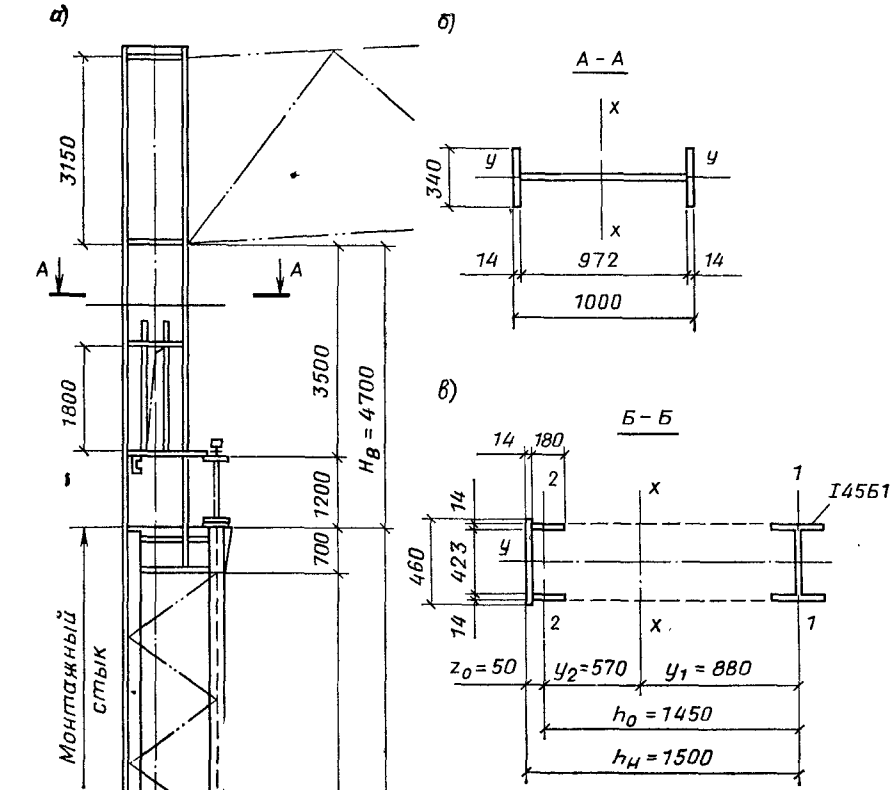


Рис. 14.20. К примеру расчета колонны

а — конструктивная схема; *б*, *в* — сечения колонны

Из условия устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента ширина полки $b_п \geqslant l_{y2}/20$;

из условия местной устойчивости полки по формуле (14.17)

$$b_{св}/t_п \leqslant (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x)\sqrt{E/R} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,1)\sqrt{2,06 \cdot 10^4/21,5} = 14,4, \text{ где } b_{св} = (b_п - t_{ст})/2.$$

Принимаем $b_п = 32$ см; $t_п = 1,4$ см; $A_п = 32 \cdot 1,4 = 44,8$ см$^2 > A_{п\,тр}$; $b_п > (1/20) l_{y2} = 350/20 = 17,5$ см; $b_{св}/t_п = (32 - 0,8)/2 \cdot 1,4 = 11,3 < 14,4$.

Геометрические характеристики сечения. Полная площадь сечения $A_0 = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 0,8 \cdot 97,2 = 167,4$ см^2; расчетная площадь сечения с учетом только устойчивой части стенки:

$$A = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 2 \cdot 0,85 \cdot 0,8^2 \sqrt{2,06 \cdot 10^4/21,5} = 122,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 0,8 \cdot 97,2^3/12 + 2 \cdot 32 \cdot 1,4\,[(100 - 1,4)/2]^2 = 280\,000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot 32^3/12 = 7646 \text{ см}^4; \quad W_x = 280\,000/50 = 5600 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = W_x/A_0 = 5600/167,4 = 33,4 \text{ см};$$

$$i_x = \sqrt{I_x/A_0} = \sqrt{280\,000/167,4} = 41 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{I_y/A_0} = \sqrt{7646/167,4} = 6,8 \text{ см}.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле (14.9):

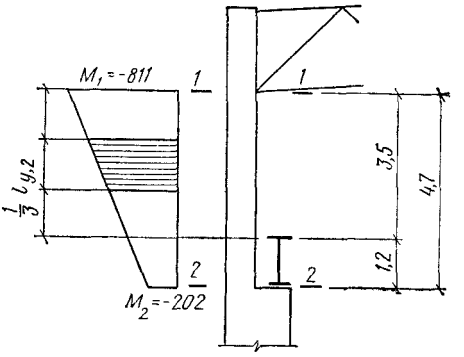


Рис. 14.21. К определению расчетного момента M_x

$$\lambda_x = 1410/41 = 34,4;\quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x\sqrt{R/E} = 34,4\sqrt{21,5/2,06\cdot 10^4} = 1,11;$$

$$m_x = M_x/(N\rho_x) = 81\,100/(607\cdot 33,4) = 4;\quad A_п/A_{ст} = 1,4\cdot 32/(0,8\cdot 97,2) = 0,6 \approx 0,5.$$

Значение коэффициента η определяем по прил. 10 при $A_п/A_{ст}=0,5$:

$$\eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02\,(5 - m_x)\,\bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1\cdot 4) - 0,02\,(5 - 4)\,1,11 = 1,33;$$

$$m_{1x} = \eta m_x = 1,33\cdot 4 = 5,32;$$

$$\varphi_{вн} = 0,24;\quad \sigma = 607/(0,24\cdot 122,4) = 20,6\ кН/см^2 < R = 21,5\ кН/см^2.$$

Недонапряжение

$$\frac{21,5 - 20,6}{21,5}\,100 \approx 4\,\% < 5\,\%.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле (14 10): $\lambda_y=350/6,8=51,5$; $\varphi_y=0,86$ (прил. 7).

Для определения m_x найдем максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня (рис. 14.21):

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2}\left(l_2 - \frac{1}{3}\,l_{y2}\right) = -202 + \frac{(-811) - (-202)}{4,7}\times$$

$$\times\left(4,7 - \frac{1}{3}\,3,5\right) = -660\ кН\cdot м.$$

По модулю $M_x \geqslant M_{max}/2 = 811/2 = 406$ кН·м; $m_x = M_xA/NW_x = 66\,000\cdot 167,4/607\times$ $\times 5600 = 3,25$; при $m_x \leqslant 5$ коэффициент $c=\beta(1+\alpha m_x)$ [формула (14.11)].

Значения α и β определим по прил. 11:

$$\lambda_y = 51,5 < \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R} = 3,14\sqrt{2,06\cdot 10^4/21,5} = 96;$$

$$\beta = 1,0;\quad \alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05\cdot 3,2 = 0,81;$$

$$c = 1/(1 + 0,81\cdot 3,2) = 0,28.$$

Поскольку $h_{ст}/t_{ст} = 97,2/0,8 = 121,5 > 3,8\sqrt{E/R} = 3,8\sqrt{2,06\cdot 10^4/21,5} = 116$ [см формулу (14.18)], в расчетное сечение включаем только устойчивую часть стенки,

$$\sigma = 607/(0,28\cdot 0,86\cdot 122,4) = 20,6\ кН/см^2 < R = 21,5\ кН/см^2.$$

Если обеспечивается условие местной устойчивости стенки по формуле (14.18), то в расчетное сечение колонны при проверке устойчивости из плоскости действия момента включается полное сечение стенки.

При отсутствии ослабления сечения колонны и $m_1<20$ проверка прочности по формуле (14.8) не требуется.

4. **Подбор сечения нижней части колонны.** Сечение нижней части колонны сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Высота сечения $h_н = 1500$ мм. Подкрановую ветвь колонны принимаем из широкополочного двутавра, наружную — составного сварного сечения из трех листов.

Определим по формуле (14 32) ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем $z_0 = 5$ см; $h_0 = h - z_0 = 150 - 5 = 145$ см;

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|}\,h_0 = \frac{106\,600}{106\,600 + 72\,900}\,145 = 85\ см;$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 85 = 60\ см.$$

Усилия в ветвях определим по формулам (14 19) и (14 20).

В подкрановой ветви $N_{в1}=1879\cdot60/145+72\,900/145=1280$ кН.

В наружной ветви $N_{в2}=2108\cdot85/145+106\,600/145=1970$ кН.

По формулам (14.26) определяем требуемую площадь ветвей и назначаем сечение.

Для подкрановой ветви $A_{в1}=N_{в1}/\varphi R\gamma$; задаемся $\varphi=0{,}80$; $R=225$ МПа$=22{,}5$ кН/см^2 (сталь Вст3кп2, фасонный прокат), тогда $A_{в1}=1280/0{,}80\cdot22{,}5=71{,}1$ см^2.

По сортаменту (прил. 14) подбираем двутавр 45Б1; $A_{в1}=74{,}6$ см^2; $i_{x1}=3{,}79$ см; $i_y=18{,}2$ см.

Для наружной ветви $A_{в2}=N_{в2}/\varphi R\gamma=1970/0{,}8\cdot21{,}5=114{,}5$ см^2 ($R=21{,}5$ кН/см^2 листовой прокат из стали Вст3кп2 толщиной до 20 мм; $\varphi=0{,}8$).

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви (423 мм). Толщину стенки швеллера $t_{ст}$ для удобства ее соединения встык с полкой надкрановой части колонны принимаем равной 14 мм; высота стенки из условия размещения сварных швов $h_{ст}=460$ мм.

Требуемая площадь полок

$$A_п=(A_{в2}-t_{ст}h_{ст})/2=(114{,}5-46\cdot1{,}4)/2=25\ см^2.$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера $b_п/t_п\leqslant(0{,}38+0{,}08\bar{\lambda})\sqrt{E/R}\approx15$. Принимаем $b_п=18$ см; $t_п=1{,}4$ см; $A_п=25{,}2$ см^2.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{в2}=(1{,}4\cdot46+2\cdot25{,}2)=114{,}8\ см^2;$$

$$z_0=(1{,}4\cdot46\cdot0{,}7+25{,}2\cdot10{,}4\cdot2)/114{,}8=5\ см;$$

$$I_{x2}=1{,}4\cdot46\cdot4{,}3^2+2\cdot1{,}4\cdot18^3/12+25{,}2\cdot5{,}4^2\cdot2=4020\ см^4;$$

$$I_y=1{,}4\cdot46^3/12+25{,}2\cdot21{,}8^2\cdot2=35\,300\ см^4;$$

$$i_{x2}=\sqrt{4020/114{,}8}=5{,}9\ см;\quad i_y=\sqrt{35\,300/114{,}8}=17{,}5\ см.$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0=h_н-z_0=150-5=145\ см;\quad y_1=A_{в2}h_0/(A_{в1}+A_{в2})=$$
$$=114{,}8\cdot145/(74{,}6+114{,}8)=88\ см;\quad y_2=145-88=57\ см.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия в ветвях не пересчитываем.

Проверка устойчивости ветвей по формулам (14.21) и (14.22): из плоскости рамы (относительно оси $y-y$) $l_y=1130$ см.

Подкрановая ветвь: $\lambda_y=l_y/i_y=1130/18{,}2=62$; $\varphi_y=0{,}8$; $\sigma=N_{в1}/\varphi_yA_{в1}=1280/0{,}8\times\times74{,}6=21{,}5$ кН/см^2; $<R=22{,}5$ кН/см^2.

Наружная ветвь: $\lambda_y=l_y/i_y=1130/17{,}5=65$; $\varphi_y=0{,}79$; $\sigma=N_{в2}/\varphi_yA_{в2}=1970/0{,}79\times\times114{,}8=21{,}5$ кН/см$^2=R=21{,}5$ кН/см^2.

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки: $\lambda_{x1}=l_{в1}/i_{x1}=\lambda_y=62$; $l_{в1}=62i_{x1}=62\cdot3{,}79=235$ см.

Принимаем $l_{в1}=210$ см, разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей x_1-x_1 и x_2-x_2).

Для подкрановой ветви

$$\lambda_{x1}=210/3{,}79=55;\quad \varphi_x=0{,}83;\quad \sigma=N_{в1}/(\varphi A_{в1})=1280/(0{,}83\cdot74{,}6)=$$
$$=20{,}7\ кН/см^2<R=22{,}5\ кН/см^2.$$

Для наружной ветви:

$$\lambda_{x2}=210/5{,}9=36;\quad \varphi_x=0{,}91;\quad \sigma=N_{в2}/(\varphi A_{в2})=1970/(0{,}41\cdot114{,}8)=$$
$$=18{,}9\ кН/см^2<R=21{,}5\ кН/см^2.$$

Расчет решетки подкрановой части колонны. Поперечная сила в сечении колонны $Q_{max}=171$ кН.

Условная поперечная сила $Q_{усл}=7{,}15\cdot10^{-6}\ (2330-E/R)\,(N/\varphi)$; при $R=22...$ $...23$ кН/см^2

$Q_{усл}\approx0{,}2A=0{,}2(74{,}6+114{,}8)=39$ кН$<Q_{max}=171$ кН.

Расчет решетки проводим на Q_{max}.

Усилие сжатия в раскосе

$$N_р=Q_{max}/2\sin\alpha=171/(2\cdot0{,}82)=104\ кН;$$

$$\sin\alpha=h_н/l_р=150/\sqrt{150^2+(210/2)^2}=0{,}82;$$

$\alpha=55°$ (угол наклона раскоса, см. рис. 14.20).

Задаемся $\lambda_р=100$; $\varphi=0{,}56$.

Требуемая площадь раскоса

$$A_{р.тр}=N_р/(\varphi R\gamma)=104/(0{,}56\cdot22{,}5\cdot0{,}75)=10{,}8\ см^2;$$

$R=225$ МПА$=22{,}5$ кН/см^2 (фасонный прокат из стали Вст3кп2); $\gamma=0{,}75$ (сжатый уголок, прикрепляемый одной полкой).

Принимаем L90 ×7.

$$A_р = 12,3 \text{ см}^2; \quad i_{min} = 1,78; \quad \lambda_{max} = l_р/i_{min} = 183/1,78 = 103;$$

$$l_р = h_н/\sin\alpha = 150/0,82 = 183 \text{ см}; \quad \varphi = 0,52.$$

Напряжения в раскосе

$$\sigma = N_р/(\varphi A_р) = 104/(0,52\cdot 12,3) = 16,3 \text{ кН/см}^2 < R\gamma = 22,5\cdot 0,75 = 16,9 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня по формуле (14.9).

Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{в1} + A_{в2} = 74,6 + 114,8 = 189,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{в1} y_1^2 + A_{в2} y_2^2 = 74,6\cdot 88^2 + 114,8\cdot 57^2 = 951\,000 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{951\,000/189,4} = 71 \text{ см}; \quad \lambda_x = l_{x1}/i_x = 2260/71 = 32.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 A/A_{р1}} = \sqrt{32^2 + 27\cdot 189,4/24,6} = 35.$$

Коэффициент α_1 зависит от угла наклона раскосов (см. гл. 8); при $\alpha = 45...60°$ можно принять $\alpha_1 = 27$, $A_{р1} = 2A_р = 2\cdot 12,3 = 24,6$ см² — площадь сечения раскосов по двум граням сечения колонны;

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{R/E} = 35\sqrt{21,5/2,06\cdot 10^4} = 1,14.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (сечение *4—4*), $N_2 = 2108$ кН; $M_2 = 1066$ кН·м;

$$m = \frac{MA}{NI_x}(y_2 + z_0) = \frac{106\,600}{2108}\,\frac{189,4}{951\,000}(57 + 5) = 0,62;$$

$$\varphi_{вн} = 0,58 \text{ (прил. 9)}; \quad \sigma = N_2/(\varphi_{вн} A) = 2108/(0,58\cdot 189,4) =$$

$$= 19,2 \text{ кН/см}^2 < R = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение *3—3*), $N_1 = 1879$ кН; $M_1 = -729$ кН·м;

$$m = \frac{M}{N}\,\frac{A}{I_x}\,y_1 = \frac{72\,900}{1879}\,\frac{189,4}{951\,000}\,88 = 0,68; \quad \varphi_{вн} = 0,57;$$

$$\sigma = N_1/(\varphi_{вн} A) = 1879/(0,57\cdot 189,4) = 17,4 \text{ кН/см}^2 < R = 22,5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

5. **Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны** (рис. 14.22).

Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

1) $M = +163$ кН·м; $N = 491$ кН (загружение 1, 3, 4);

2) $M = -354$ кН·м; $N = 826$ кН (загружение 1, 2, 5*).

Давление кранов $D_{max} = 1170$ кН.

Прочность стыкового шва (*ш1*) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения колонны.

1-я комбинация M и N:

наружная полка

$$\sigma = N/A_0 + |M|/W = 491/167,4 + 16\,300/5600 = 5,6 \text{ кН/см}^2 < R^{св} = 21,5 \text{ кН/см}^2;$$

внутренняя полка

$$\sigma = N/A_0 - |M|/W = 491/167,4 - 16\,300/5600 \approx 0.$$

2-я комбинация M и N:

наружная полка

$$\sigma = 826/167,4 - 35\,400/5600 = -1,2 \text{ кН/см}^2 < R_р^{св} = 0,85\cdot 21,5 = 18,3 \text{ кН/см}^2;$$

внутренняя полка

$$\sigma = 826/167,4 + 35\,400/5600 = 11,2 \text{ кН/см}^2 < R^{св} = 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

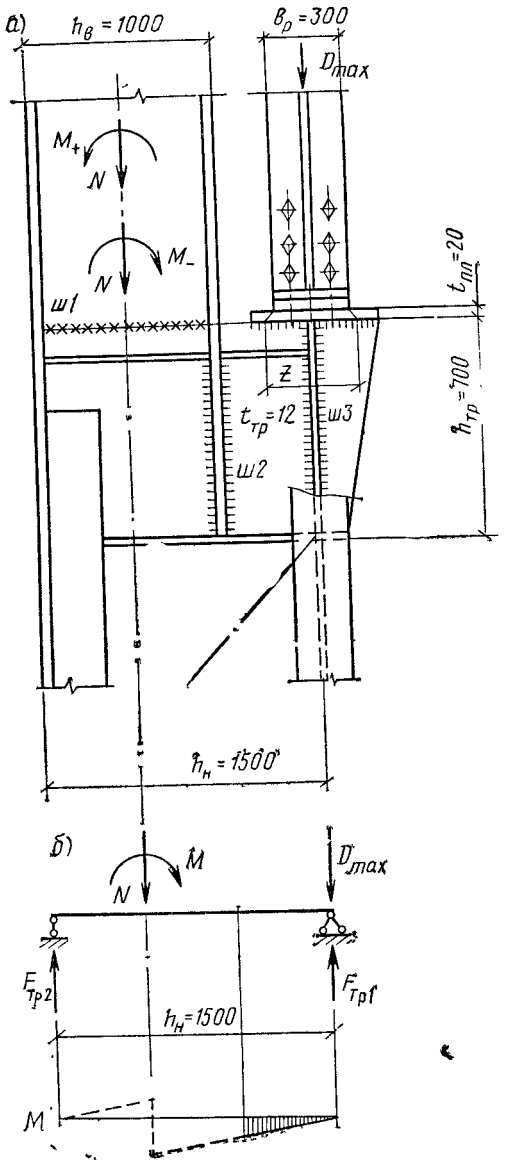
Толщину стенки траверсы определяем из условия смятия по формуле (14.28):

$$t_{тр} \geqslant D_{max}/l_{см} R_{см.т}\gamma = 1170/(34\cdot 35) = 1 \text{ см};$$

$$l_{см} = b_{ор} + 2t_{пл} = 30 + 2\cdot 2 = 34 \text{ см};$$

$$b_{ор} = 30 \text{ см}; \quad \text{принимаем } t_{пл} = 2 \text{ см}; \quad R_{см.т} = 350 \text{ МПа} = 35 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем $t_{тр} = 1,2$ см.



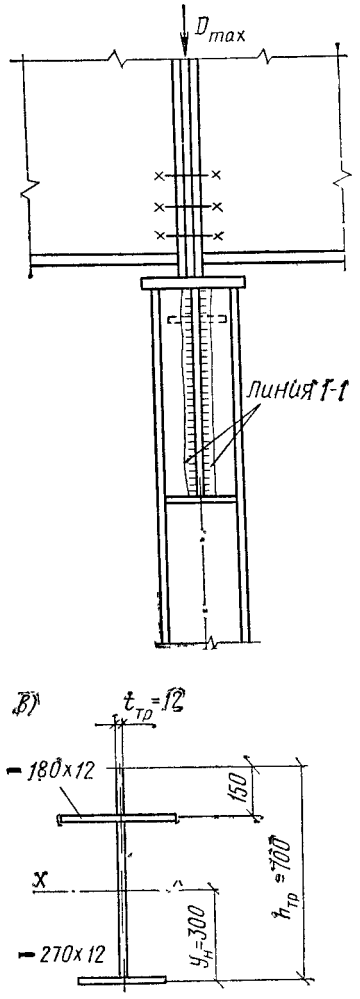


Рис. 14.22. К расчету узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

а — конструктивное решение узла; *б* — расчетная схема траверсы, *в* — сечение траверсы

Усилие во внутренней полке верхней части колонны (2-я комбинация)

$$N_п = N/2 + M/h_в = 826/2 + 35\,400/100 = 767 \text{ кН}.$$

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (*ш2*) [формула (14.29)]

$$l_{ш2} = N_п/4k_ш\left(\beta R_у^{св}\gamma_у^{св}\right)_{min}\gamma.$$

Применяем полуавтоматическую сварку проволокой марки Св-08А, $d = 1{,}4 \div 2$ мм, $\beta_ш = 0{,}9$; $\beta_с = 1{,}05$. Назначаем $k_ш = 6$ мм; $\gamma_{у.ш}^{св} = \gamma_{ус}^{св} = 1$, $R_{у\,ш}^{св} = 180$ МПа $= 18$ кН/см²; $R_{у.с}^{св} = 165$ МПа $= 16{,}5$ кН/см²;

$$\beta_ш R_{у.ш}^{св}\gamma_{у.ш}^{св} = 0{,}9\cdot 18 = 16{,}2 < \beta_с R_{у.с}^{св}\gamma_{у\,с}^{св} = 1{,}05\cdot 16{,}5 = 17{,}3 \text{ кН/см}^2;$$

$$l_{ш2} = 767/4\cdot 0.6\cdot 16{,}2 = 19{,}7 \text{ см}; \quad l_{ш2} < 85\,\beta_ш k_ш = 0{,}85\cdot 0{,}9\cdot 0{,}6 = 46 \text{ см}.$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы.

Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (*ш3*) составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 3, 4(—), 5*, $N = 826$ кН, $M = -159$ кН·м.

$$F = Nh_в/2h_н - M/h_н + D_{max}\,0{,}9 = 826\cdot100/2\cdot150 - (-15900)/150 + 1170\cdot0{,}9 = 1330 \text{ кН}.$$

Коэффициент 0,9 учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок.

Требуемая длина шва

$$l_{ш3} = F/4k_ш\left(\beta R_у^{св}\gamma_у^{св}\right)_{min}\gamma = 1330/4\cdot0{,}6\cdot16{,}2 = 34 \text{ см};$$

$$l_{ш3} < 85\beta_ш k_ш = 85\cdot0{,}9\cdot0{,}6 = 46 \text{ см}.$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия *1—1*) определяем высоту траверсы $h_{тр}$ по формуле (14.31):

$$h_{тр} \geqslant F/2t_{ст.в}R_{ср}\gamma = 1330/2\cdot0{,}76\cdot13 = 66 \text{ см};$$

$t_{ст.в}=7{,}6$ мм — толщина стенки I 45Б1; $R_{ср}=13$ кН/см² — расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали Вст3кп2. Принимаем $h_{тр}=70$ см.

Проверим прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N, M и D_{max}. Расчетная схема и сечение траверсы приведены на рис. 14.22, *б*, *в*. Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно из листа 420×12 мм, верхние горизонтальные ребра — из двух листов 180×12 мм.

Найдем геометрические характеристики траверсы.

Положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_н = \frac{2\cdot18\cdot1{,}2\cdot54{,}4 + 1{,}2\cdot68{,}8\cdot35{,}6 + 1{,}2\cdot42\cdot0{,}6}{2\cdot18\cdot1{,}2 + 68{,}8\cdot1{,}2 + 1{,}2\cdot42} = \frac{5300}{177{,}6} = 30 \text{ см};$$

$$I_x = 1{,}2\cdot68{,}8^3/12 + 68{,}8\cdot1{,}2\cdot5{,}6^2 + 1{,}2\cdot42\cdot29{,}4^2 + 2\cdot18\cdot1{,}2\cdot24{,}4^2 = 104\,400 \text{ см}^4;$$

$$W_{min} = I_x/y_в = 104\,400/40 = 2610 \text{ см}^3.$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при 2-й комбинации усилий:

$$M_{тр} = F_{тр1}(h_н - h_в) = \left(-\frac{M}{h_н} + \frac{Nh_в}{2h_н}\right)(h_н - h_в) =$$

$$= \left(\frac{35\,400}{150} + \frac{826\cdot100}{2\cdot150}\right)(150 - 100) = 25\,500 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\sigma_{тр} = M_{тр}/W_{min} = 25\,500/2610 = 9{,}8 \text{ кН/см}^2 < R = 21{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2, 3, 4(—), 5* (см. расчет шва 3):

$$Q_{max} = \frac{Nh_в}{2h_н} - \frac{M}{h_н} + \frac{kD_{max}\cdot0{,}9}{2} =$$

$$= \frac{826\cdot100}{2\cdot150} - \frac{-15\,900}{150} + \frac{1{,}2\cdot1170\cdot0{,}9}{2} = 950 \text{ кН}.$$

Коэффициент $k=1{,}2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{max} (см. гл. 15, § 5):

$$\tau_{тр} = Q/t_{тр}h_{тр} = 950/1{,}2\cdot68{,}8 = 11{,}5 \text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 12{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

6. **Расчет и конструирование базы колонны.** Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рис. 14.23).

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение *4—4*):

1) $M=+1066$ кН·м; $N=2108$ кН (для расчета базы наружной ветви);

2) $M=-57$ кН·м; $N=1773$ кН (для расчета базы подкрановой ветви).

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, так как

$$\frac{M}{h_н} = \frac{24\,300}{150} = 162 \text{ кН} > \frac{Ny_2}{h_н} = \frac{335\cdot57}{150} = 127 \text{ кН},$$

т. е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны определим по формулам (14.19) и (14.20):

$$N_{в1} = \frac{5700}{145} + \frac{1773}{145}57 = 736 \text{ кН}; \quad N_{в2} = \frac{106\,600}{145} + \frac{2108}{145}88 = 2010 \text{ кН}.$$

База наружной ветви. Требуемая площадь плиты

$$A_{пл.тр} = N_{в2}/R_ф = 2010/0{,}84 = 2390 \text{ см}^2;$$

$$R_ф = \gamma R_б \approx 1{,}2\cdot0{,}7 = 0{,}84 \text{ кН/см}^2; \quad R_б = 0{,}7 \text{ кН/см}^2 \text{ (бетон М150)}.$$

По конструктивным соображениям свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см. Тогда $B \geqslant b_к + 2c_2 = 45{,}1 + 2\cdot4 = 53{,}1$ см, принимаем $B=55$ см; $L_{тр} = A_{пл\ тр}/B = 2390/55 = 43{,}5$ см, принимаем $L=45$ см; $A_{пл\ факт} = 45\cdot55 = 2475$ см² $> A_{пл\ тр}$.

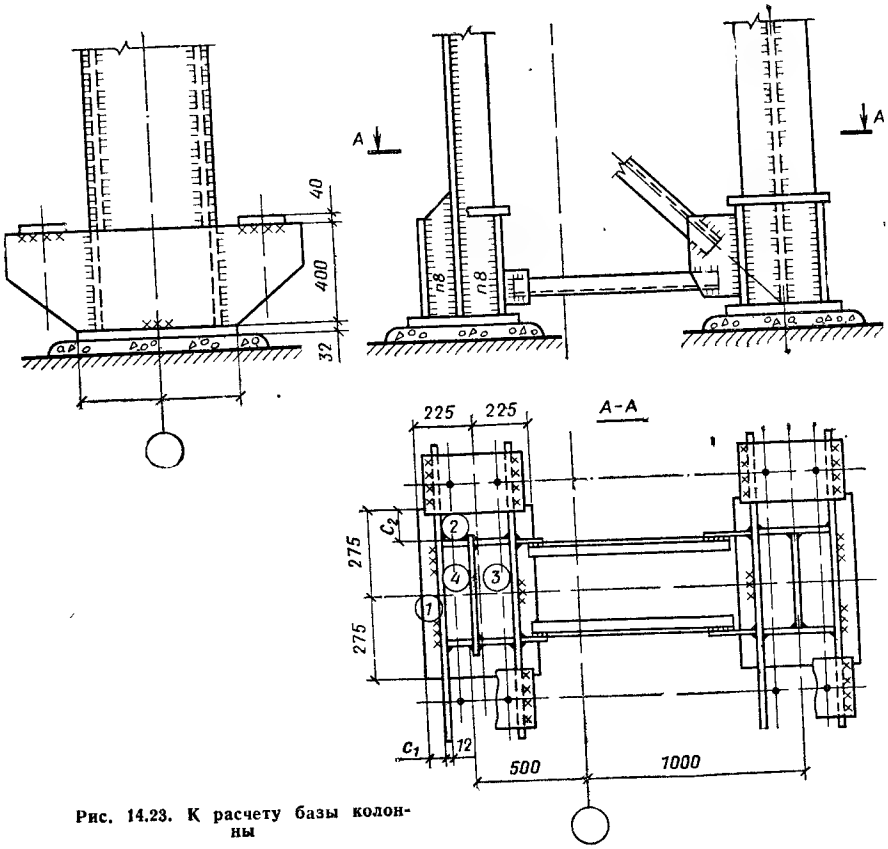


Рис. 14.23. К расчету базы колонны

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_ф = N_{в2}/A_{пл.факт} = 2010/2475 = 0,81 \text{ кН/см}^2.$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно: $2(b_п + t_{ст} - z_0) = 2(18 + 1,4 - 5) = 28,8$ см; при толщине траверсы 12 мм $c_1 = (45 - 28,8 - 2 \cdot 1,2)/2 = 6,9$ см.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (см. гл. 8):

участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 6,9$ см)

$$M_1 = \sigma_ф c_1^2/2 = 0,81 \cdot 6,9^2/2 = 19,2 \text{ кН·см};$$

участок 2 (консольный свес $c = c_2 = 5$ см)

$$M_2 = 0,81 \cdot 5^2/2 = 10,1 \text{ кН·см};$$

участок 3 (плнта, опертая на четыре стороны; $b/a = 42,3/18 = 2,35 > 2$; $\alpha = 0,125$);
$M_3 = \alpha\sigma_ф a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 18^2 = 33$ кН·см;

участок 4 (плита, опертая на четыре стороны; $b/a = 42,3/9,4 = 4,5 > 2$; $\alpha = 0,125$);
$M_4 = \alpha\sigma_ф a^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 9,4^2 = 8,9$ кН·см.

Прннимаем для расчета $M_{max} = M_3 = 33$ кН·см.

Требуемая толщина плиты

$$t_{пл} = \sqrt{6M_{max}/R} = \sqrt{6 \cdot 33/20,5} = 3 \text{ см};$$

$R = 205$ МПа $= 20,5$ кН/см² для сталн Вст3кп2 толщиной 21—40 мм.

Приннмаем $t_{пл} = 32$ мм (2 мм — припуск иа фрезеровку).

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочностн все усилне в ветви передаем на траверсы через 4 угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08А, $d = 1,4$. 2 мм; $k_ш = 8$ мм (см. п. 5). Требуемая длина шва определяется по формуле

$$l_{ш.тр} = N_{в2}/4k_ш \left(\beta R_у^{св} \gamma_у^{св}\right)_{min} \gamma = 2010/4 \cdot 0,8 \cdot 16,2 = 39 \text{ см};$$

$$l_ш < 85\, \gamma_ш\, k_ш = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61.$$

Прнннмаем $h_{тр} = 40$ см

Проверка прочности траверсы выполняется аналогнчно изложенной в прнмере 8.3.

Глава 15. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Характеристика подкрановых конструкций

Подкрановые конструкции воспринимают воздействия от различного подъемно-транспортного оборудования. Основным видом такого оборудования являются мостовые опорные и подвесные краны.

Подкрановые конструкции под мостовые опорные краны (рис. 15.1) состоят из подкрановых балок или ферм *1*, воспринимающих вертикальные нагрузки от кранов; тормозных балок (ферм) *2*, воспринимающих поперечные горизонтальные воздействия; связей *3*, обеспечивающих жесткость и неизменяемость подкрановых конструкций; узлов крепления подкрановых конструкций, передающих крановые воздействия на колонны; крановых рельсов *4* с элементами их крепления и упоров.

Основные несущие элементы подкрановых конструкций — подкрановые балки могут иметь различную конструктивную форму. Наиболее часто применяются сплошные подкрановые балки как разрезные (рис. 15.2, *а*), так и неразрезные (рис. 15.2, *б*).

Разрезные подкрановые балки проще в монтаже, нечувствительны к осадке опор, однако имеют повышенный расход стали.

Неразрезные балки на 12—15 % экономичнее по расходу металла, но более трудоемки при монтаже из-за устройства монтажных стыков. Кроме того, при осадке опор в них возникают дополнительные напряжения. Упругую осадку опор можно оценить коэффициентом

$$c = \Delta EI / l^3, \qquad (15.1)$$

где Δ — перемещения опоры от единичной силы (с учетом осадки фундамента); EI — жесткость подкрановой балки; l — пролет балки.

При $c > 0{,}05$ неразрезные балки применять не рекомендуется. Не рекомендуется их применять также при просадочных грунтах.

При легких кранах ($Q \leqslant 30$ т) и больших шагах колонн целесообразны решетчатые подкрановые балки с жестким верхним поясом (рис. 15.2, *в*). Их применение позволяет на 15—20 % снизить расход стали по сравнению с разрезными сплошными балками. К недостаткам решетчатых балок относятся повышенная трудоемкость изготовления и монтажа и более низкая долговечность при кранах тяжелого режима работы.

При больших пролетах (шаг колонн 24 м и более) и кранах большой грузоподъемности применяются подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму (рис. 15.2, *г*). Экономичность таких конструкций возрастает с увеличением шага колонн и составляет 4—6 % при шаге колонн 24 м и 12—16 % при шаге 36 м. Однако такие фермы сложны в изготовлении и монтаже.

При большом шаге колонн возможно также применение подкрановых балок или ферм с ездой понизу (рис. 15.2, *д*). Крутящий момент, возникающий от внецентренной передачи нагрузки, воспринимается дополнительными горизонтальными фермами. На подкрановую конструкцию могут опираться стропильные фермы, но в отличие от подкраново-подстропильной фермы ездовая балка не включается в состав нижнего пояса. Такое конструктивное решение крайне сложно и применяется в исключительных случаях.

Подвесные краны (кран-балки) имеют, как правило, небольшую грузоподъемность (до 5 т) и перемещаются по путям, прикрепляемым к конструкциям покрытия или перекрытия. Применяются двух-, трех- и

многоопорные краны. Катки крана перемещаются непосредственно по нижним поясам балок путей (рис. 15.3, *г*). Основным видом путей являются прокатные или составные балки, устанавливаемые по разрезной или неразрезной схеме. При пролете путей 12 м возможно применение перфорированных балок (см. гл. 7, § 6). Для уменьшения изгибающих моментов в балках могут устанавливаться дополнительные подвески (рис. 15.4, *д*),

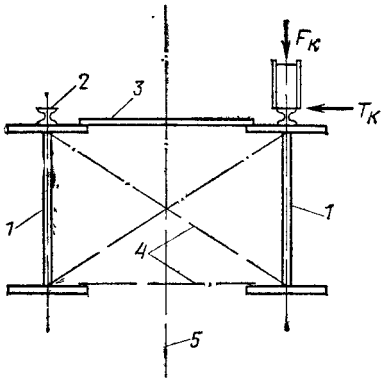


Рис. 15.1. Схема подкрановых конструкций

1 — подкрановая балка; *2* — рельс с креплениями; *3* — тормозная конструкция; *4* — вертикальные и горизонтальные связи; *5* — ось среднего ряда

В большепролетных зданиях (авиасборочных, судостроительных и других заводов) применяются подвесные краны грузоподъемностью 30 т и более. Пути таких кранов выполняются по разрезной или неразрезной схеме сплошного составного сечения.

Для ремонта оборудования и для вспомогательных операций здания оборудуются тельферами, перемещающимися по монорельсовым путям из прокатных двутавров.

При необходимости обслуживания узких зон помещения вдоль колонн в зданиях устанавливают подвижные консольные краны. Для перемещения консольных кранов устанавливают три балки: одну — для восприятия вертикальной нагрузки, две — горизонтальной (рис. 15.5).

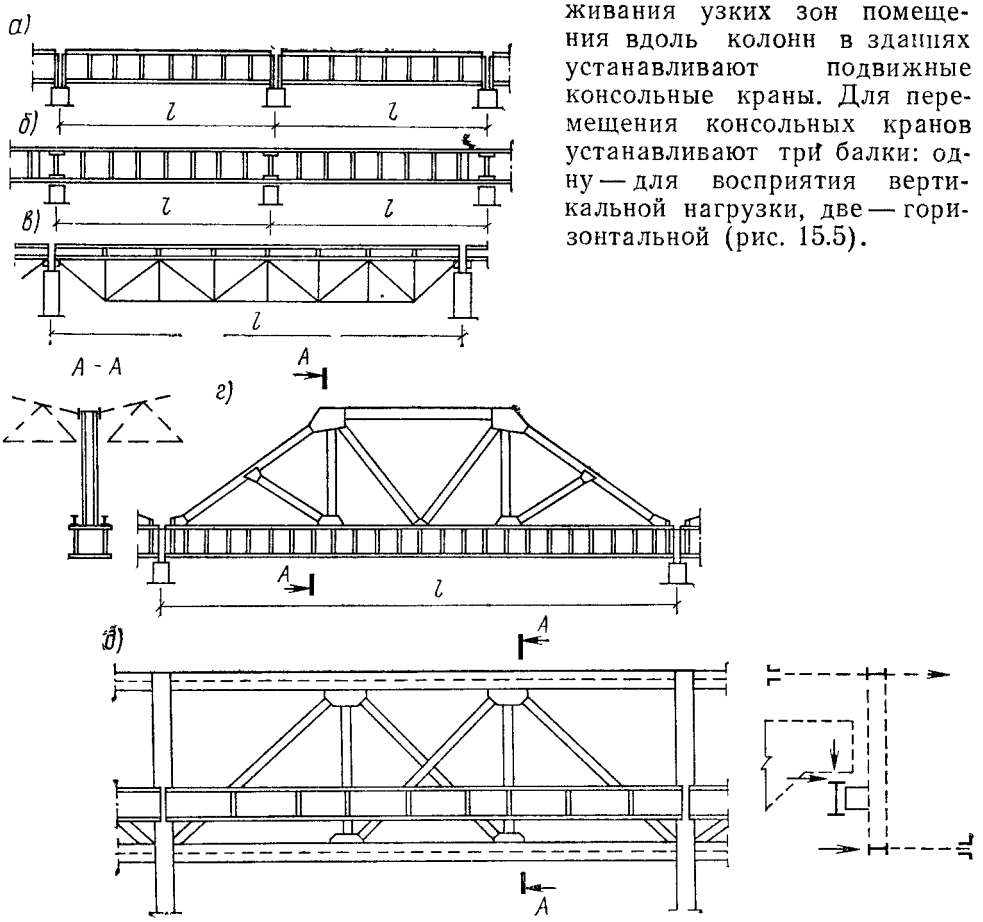


Рис. 15.2. Типы подкрановых конструкций

а — разрезные балки; *б* — неразрезные балки, *в* — фермы; *г* — подкраново-подстропильные фермы; *д* — фермы с ездой понизу

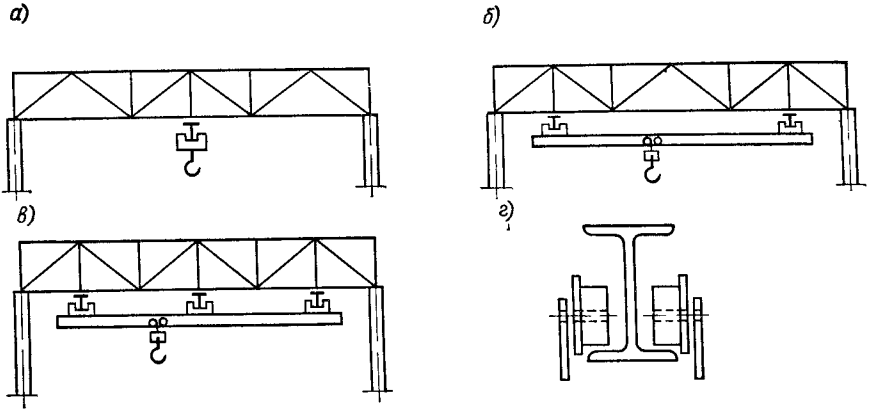


Рис. 15 3 Подвесное подъемно-транспортное оборудование

а — тельфер; *б* — двухопорный кран, *в* — трехопорный кран; *г* — опирание катков на балку

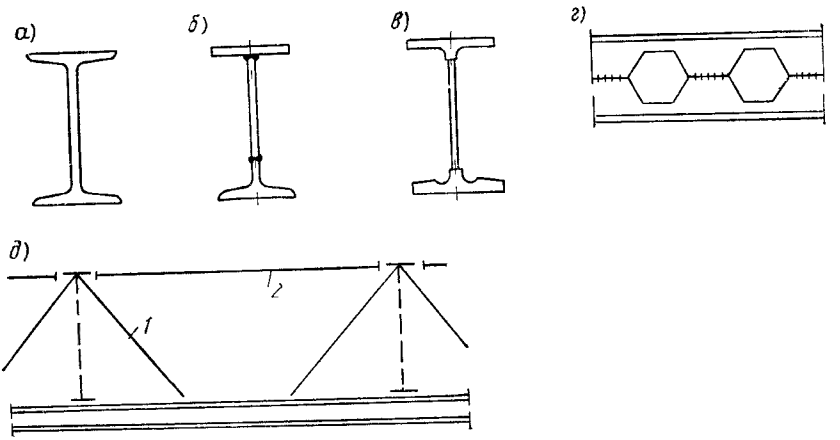


Рис. 15.4. Типы путей подвесных кранов

а — прокатный двутавр; *б* — составной двутавр с ездовой полкой из тавра, *в* — составной двутавр с ездовой полкой из износостойкого тавра; *г* — перфорированная балка; *д* — схема путей с подвесками; *1* — подвеска; *2* — распорка

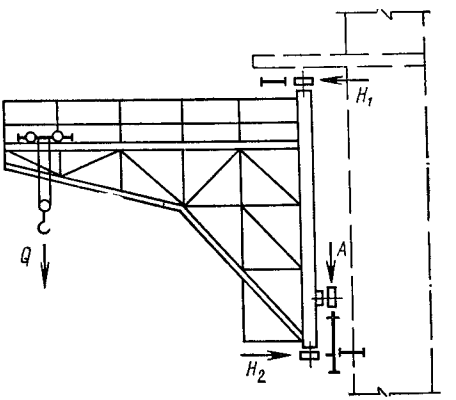


Рис. 15.5. Схема путей консольного крана

2. Нагрузки

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катки) крана, расположенные на концевой балке кранового моста. В зависимости от грузоподъемности крана с каждой стороны моста могут быть два, четыре катка и более (рис. 15.6, *а*, *б*).

Подкрановые конструкции рассчитывают, как правило, на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (рис. 15.6, *в*) с тележками, приближенными к одному из рядов колонн, т. е.

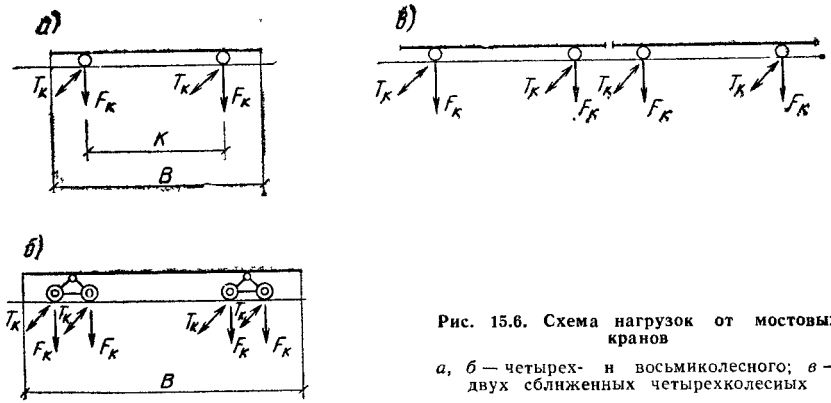


Рис. 15.6. Схема нагрузок от мостовых кранов

а, б — четырех- и восьмиколесного; *в* — двух сближенных четырехколесных

в положении, при котором на подкрановые конструкции действуют наибольшие вертикальные силы. Одновременно к балке прикладываются и максимальные поперечные горизонтальные усилия.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяют по формулам:

$$F_к = k_1 n n_с F_к^н; \quad T_к = k_2 n n_с T_к^н, \tag{15.2}$$

где k — коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов и принимаемый по табл. 15.1 в зависимости от режима работы крана и пролета подкрановых балок; $n=1{,}1$ — коэффициент надежности по нагрузке (коэффициент перегрузки); $n_с$ — коэффициент сочетания (см. гл. 12); $F_к^н$ — максимальное усилие на катке крана (принимают по ГОСТам на краны, см. прил. 1); $T_к^н$ определяют по формуле (12.4).

При расчете подкрановых конструкций под краны тяжелого и весьма тяжелого режимов работы учитывается горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосом крана, поэтому силу $T_к^н$ определяют по формуле $T_к^н = 0{,}1\, F_к^н$.

При расчете подкрановых конструкций на выносливость расчетную вертикальную нагрузку определяют умножением нормативной нагрузки $F_к^н$ на коэффициенты: при кранах среднего режима работы — 0,6; при кранах тяжелого и весьма тяжелого режимов — 0,8. Расчет выполняют на нагрузку от одного крана.

Проверку жесткости подкрановых балок также выполняют на нагрузку от одного крана с коэффициентом перегрузки $n=1{,}0$ и без учета коэффициента динамичности.

Тормозные балки, используемые как площадки для обслуживания и ремонта крановых путей, рассчитывают на временную нагрузку, принимаемую по техническому заданию.

Таблица 15.1. Значения коэффициента динамичности

Режим работы кранов	Шаг колонн, м	k_1	k_2
Легкий, средний	Независимо от B	1	1
Тяжелый	$B \leqslant 12$	1,1	1
	$B > 12$	1	1
Весьма тяжелый	$B \leqslant 12$	1,2	1,1
	$B > 12$	1,1	1,1

Собственный вес подкрановых конструкций принимают по справочным данным. Допускается учитывать влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозных балках умножением расчетных усилий от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент α, равный: для балок пролетом 6 м — 1,03; 12 м — 1,05; 18 м — 1,08.

3. Особенности действительной работы подкрановых конструкций

Работа подкрановых конструкций в условиях эксплуатации весьма сложна и существенно отличается от работы обычных балочных конструкций. Это обусловлено спецификой нагрузки, характером ее приложения и отличием реальной и расчетной схем конструкции.

Сосредоточенная вертикальная крановая нагрузка, достигающая больших величин (до 600—800 кН), прикладывается в любой точке по длине балки и приводит к появлению в стенке сложного напряженного состояния при высоком уровне напряжений.

Вследствие внецентренного приложения вертикальной нагрузки (при случайных смещениях рельса с оси подкрановой балки) и поперечных горизонтальных сил, приложенных в уровне головки рельса, на верхний пояс балки действует дополнительный крутящий момент, вызывающий изгиб стенки. Вертикальные и боковые воздействия кранов носят динамический характер и часто сопровождаются рывками и ударами. Этому способствуют неровности кранового пути и перепады в стыках рельсов. Все это приводит к появлению в подкрановых конструкциях повреждений в виде усталостных трещин, расстройства соединений, ослабления узлов и нарушает нормальную эксплуатацию.

Основными повреждениями подкрановых балок являются трещины в верхнем поясном шве и околошовной зоне, повреждения швов крепления тормозных конструкций к подкрановым балкам, повреждения элементов узлов крепления балок к колоннам. Преждевременному появлению повреждений способствуют дефекты изготовления и монтажа конструкций: низкое качество сварки, неточный монтаж, смещения рельса с оси подкрановой балки (см. рис. 15.13) и т. д.

В наиболее тяжелых условиях работают подкрановые конструкции в зданиях, где эксплуатируются краны тяжелого и весьма тяжелого режимов работы при круглосуточном их использовании и систематическом перемещении грузов, близких к предельной грузоподъемности кранов. Такие краны называют кранами особого режима работы. Они отличаются высоким уровнем силовых воздействий и большим числом циклов загружения ($2 \cdot 10^6$ и более).

Нормы проектирования относят подкрановые конструкции к 1-й группе конструкций и регламентируют ряд специфических требований, которые необходимо учитывать при их проектировании. К мероприятиям, повышающим долговечность подкрановых конструкций, относятся: 1) разработка конструктивных решений, отвечающих действительным условиям работы подкрановых конструкций; 2) максимальное снижение концентрации напряжений; 3) использование сталей, обладающих повышенной вибрационной прочностью; 4) повышение качества изготовления и монтажа; 5) обеспечение постоянного надзора за состоянием подкрановых конструкций и своевременное устранение повреждений.

§ 2. СПЛОШНЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

1. Конструктивные решения

Типы сечения подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов. При пролете 6 м и кранах грузоподъемностью до 50 т обычного режима работы применяют прокатные двутавры, усиленные для восприятия горизонтальных сил листом или уголками (рис. 15.7, *а*), либо сварные двутавры несимметричного сечения (рис. 15.7, *б*). Для больших пролетов и грузоподъемностей кранов применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией (рис. 15.7, *в*). При кранах грузоподъемностью до 50 т рациональны балки составного сечения из широкополочных тавров с тонкой стенкой-

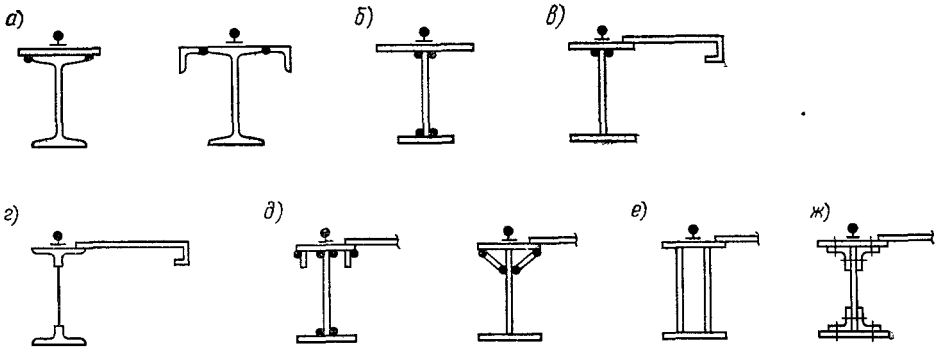


Рис. 15.7. Типы сечений сплошных подкрановых балок

а — прокатные двутавры; *б* — несимметричный составной двутавр; *в* — симметричный составной двутавр с тормозной конструкцией; *г* — составное сечение с поясами из тавров, *д* — двутавр с усиленным верхним поясом; *е* — двустенчатое сечение, *ж* — клепаное сечение

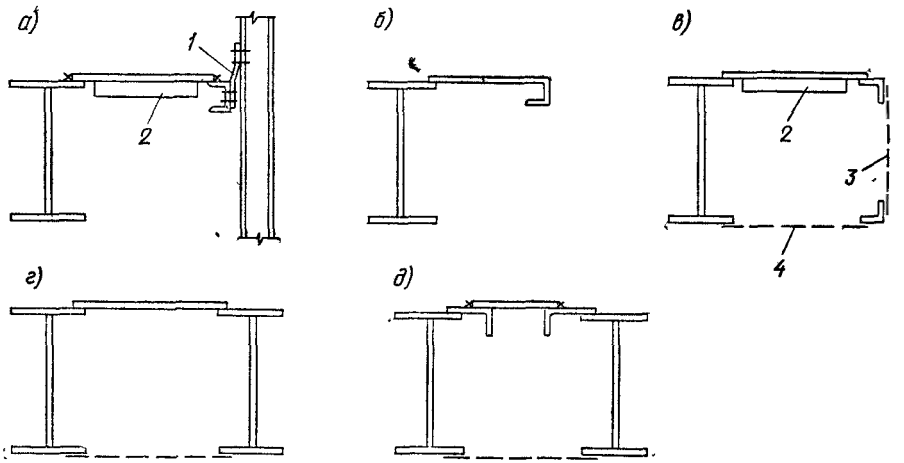


Рис. 15.8. Тормозные балки

а, б, в — по крайним рядам, *г, д* — по средним рядам, *1* — листовой шарнир; *2* — ребро жесткости; *3* — вспомогательная ферма; *4* — связевая ферма

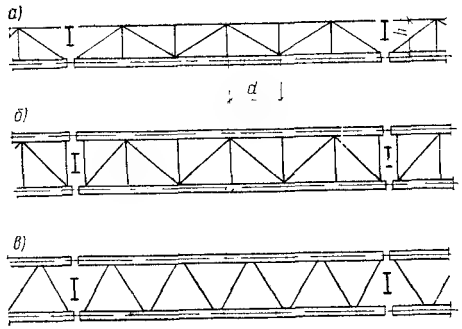


Рис. 15.9. Схемы тормозных и связевых ферм

а — тормозная ферма по крайнему ряду; *б* — то же, по среднему ряду, *в* — связевая ферма по нижним поясам балок

вставкой (рис. 15.7, *г*). Такое решение на 20—30 % снижает трудоемкость изготовления, а при использовании тонких стенок-вставок позволяет получить экономию стали до 3—4 %.

Для снижения расхода стали сварные балки иногда проектируют из двух марок стали: стенку — из малоуглеродистой, пояса — из низколегированной (см. гл. 7, § 6).

Высокая интенсивность работы кранов особого режима часто приводит к появлению повреждений в верхней зоне стенки подкрановых балок. В таких балках для снижения уровня местных напряжений в стенке, возникающих от внецентренного приложения крановой нагрузки (см. рис. 15.13), целесообразно увеличить крутильную жесткость верхнего

пояса путем постановки вертикальных или наклонных элементов (ламелей) (рис. 15.17, *д*) или использовать двустенчатые сечения (рис. 15.7, *е*). Применение под краны особого режима работы балок из широкополочных тавров (рис. 15.7, *г*) также позволяет повысить их долговечность, поскольку в этом случае сварной шов, являющийся концентратором напряжений и источником остаточных сварочных напряжений, переносится в менее напряженную зону стенки.

Клепаные балки тяжелее сварных и более трудоемки в изготовлении. Однако благодаря более мощному верхнему поясу, состоящему из уголков и горизонтальных листов, а также из-за отсутствия сварочных напряжений, большей податливости соединения поясов со стенкой и распределения давления пояса на большую длину [см. формулу (15.12)] такие балки более долговечны. Поэтому в зданиях заводов черной металлургии с кранами весьма тяжелого режима работы клепаные балки применяют в виде исключения и в настоящее время. Поскольку процесс клепки весьма трудоемок и требует специального оборудования, имеются предложения о замене заклепок в подкрановых балках высокопрочными болтами, постановка которых проще.

Применение высокопрочных болтов можно также рекомендовать при замене ослабленных заклепок и усилении клепаных балок в действующих цехах.

При пролете балок 6 м и кранах легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 50 т для восприятия горизонтальных поперечных сил достаточно развить сечение верхнего пояса (см. рис. 15.7, *а*, *б*). При больших пролетах балок и для кранов грузоподъемностью 50 т и больше устраивают специальные тормозные конструкции — тормозные балки или фермы. Фермы экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и монтаже, поэтому при ширине тормозных конструкций (расстоянии от оси балки до наружной грани тормозной конструкции на крайних рядах или до оси смежной балки на средних рядах) до 1,25 м обычно применяются тормозные балки со стенкой из рифленого листа толщиной 6—8 мм (рис. 15.8, *а*). Применяются также тормозные балки, выполненные из гнутого листа (рис. 15.8, *б*). Для крайних рядов поясами тормозной балки являются верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер или пояс вспомогательной фермы. При пролете балок 12 м наружный пояс крепится к стойке фахверка. Для того чтобы горизонтальные смещения балок не передавались на стену здания, это крепление выполняется с помощью листового шарнира (рис. 15.8, *а*). По средним рядам поясами тормозной балки являются верхние пояса балок смежных пролетов (рис. 15.8, *г*, *д*).

Листы тормозных балок приваривают к поясам сплошным швом с подваркой с нижней стороны. Для обеспечения местной устойчивости и предотвращения случайных погибов тормозные листы снизу укрепляют ребрами жесткости сечением не менее 65×6; шаг ребер 1,5—2 м.

При ширине тормозных конструкций свыше 1,25 м целесообразно применение тормозных ферм с треугольной решеткой и дополнительными стойками (рис. 15.9, *а*, *б*). Для обеспечения большей компактности узлов допускается центрировать элементы решетки на кромку пояса балки.

В зданиях с кранами особого режима работы независимо от ширины тормозных конструкций обычно применяют тормозные балки, используемые как площадки для прохода и обслуживания путей и кранов. Чтобы избежать чрезмерных колебаний нижних поясов подкрановых балок, их свободная длина не должна превышать 12 м. Для этого между нижними поясами балки и вспомогательной фермы устанавливают легкие связевые фермы, все элементы которых подбирают по предельной гибкости $[\lambda]=200$ (рис. 15.9, *в*). При кранах особого режима работы гибкость поясов должна быть не более 150.

При блочном методе монтажа между балками предусматривают вертикальные связи, обеспечивающие жесткость блока при кручении.

2. Расчет подкрановых балок

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако подвижная нагрузка, вызывающая большие местные напряжения под катками крана, воздействие не только вертикальных, но и горизонтальных боковых сил, динамичность нагрузки и многократность ее приложения приводят к ряду особенностей расчета покрановых балок.

Общие положения по расчету балок рассмотрены в гл. 7. Ниже показаны особенности расчета подкрановых балок, связанные со спецификой их работы.

Расчетные усилия (наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы) в подкрановых балках находят от нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности (см. § 1).

Так как нагрузка подвижная, то сначала нужно найти такое положение ее, при котором расчетные усилия в балке будут наибольшими.

Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равно удалены от середины пролета балки (рис. 15.10, *а*); при этом наибольший изгибающий момент M_{max} будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

Поскольку сечение с наибольшим моментом расположено близко к середине пролета балки, значение M_{max} можно определить, пользуясь линией влияния момента в середине пролета. Погрешность не превышает 1—2 %.

Наибольшая поперечная сила Q_{max} в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. 15.10, *б*).

В неразрезных подкрановых балках наибольшие усилия определяют загружением линий влияния, построенных для опорных и промежуточных сечений (ординаты линий влияния приведены в справочной литературе [11]).

Балку разбивают на 8—10 равных частей. В каждом сечении путем наиболее невыгодного загружения линии влияния определяют максимальные значения моментов и поперечных сил и строят огибающие эпюры.

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от вертикальной нагрузки определяют по формулам

$$M_x = \alpha M_{max} \text{ и } Q_x = \alpha Q_{max}. \tag{15.3}$$

Значения коэффициента α, учитывающего влияние веса балки, приведены в § 1.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов. Поэтому при кранах одинаковой грузоподъемности M_y и Q_y можно определить из соотношения горизонтальных $T_к$ и вертикальных $F_к$ сил от колеса:

$$M_y = M_{max}(T_к/F_к) \text{ и } Q_y = Q_{max}(T_к/F_к). \tag{15.4}$$

Проверка прочности подкрановых балок. Под действием вертикальных и горизонтальных крановых нагрузок подкрановая балка и тормозная конструкция работают как единый тонкостенный стержень на косой изгиб с кручением (рис. 15.11, *а*), и нормальные напряжения в такой балке можно определить по формуле

$$\sigma = \frac{M_{x_0}}{I_{x_0}} y_0 + \frac{M_{y_0}}{I_{y_0}} x_0 + \frac{B}{I_\omega} \omega; \tag{15.5}$$

где M_{x_0}, M_{y_0} — изгибающие моменты относительно главных осей инерции x_0—x_0 и y_0—y_0; B — бимомент; I_{x_0}, I_{y_0} — моменты инерции относительно главных осей;

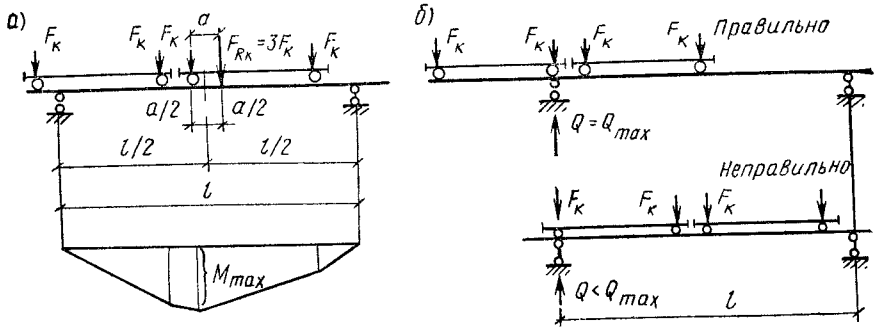


Рис. 15.10. К определению расчетных усилий в разрезных подкрановых балках
а — наибольший изгибающий момент, *б* — наибольшая поперечная сила

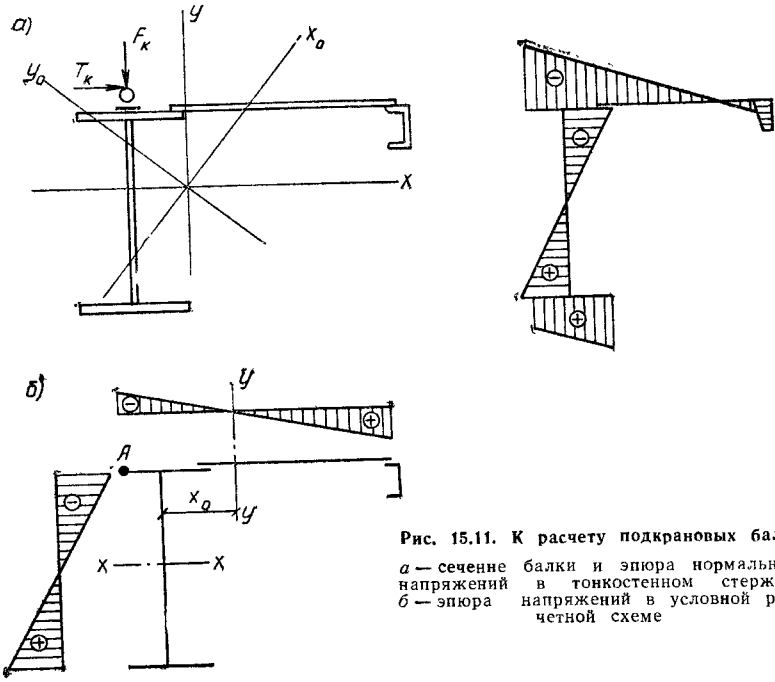


Рис. 15.11. К расчету подкрановых балок
а — сечение балки и эпюра нормальных напряжений в тонкостенном стержне, *б* — эпюра напряжений в условной расчетной схеме

I_ω — секториальный момент инерции; x_0, y_0, ω — соответственно линейные и секториальная координаты точки сечения.

Так как линия действия усилий проходит вблизи центра изгиба, влияние кручения невелико, поэтому при расчете балок используется приближенный подход. Условно принимается, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а горизонтальная — только тормозной балкой, в состав сечения которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой балки). Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку, и максимальные напряжения в точке A (рис. 15.11, *б*) можно определить по формуле

$$\sigma_в = M_x/W_x^A + M_y/W_y^A \leqslant R\gamma; \qquad (15.6)$$

соответственно в нижнем поясе

$$\sigma_н = M_x/W_x^{н\,п} \leqslant R\gamma. \qquad (15.7)$$

Здесь W_x^A — момент сопротивления верхнего пояса; $W_x^{н.п}$ — то же, нижнего пояса, $W_y^A = I_y/n$ — момент сопротивления тормозной балки для крайней точки верхнего поя-

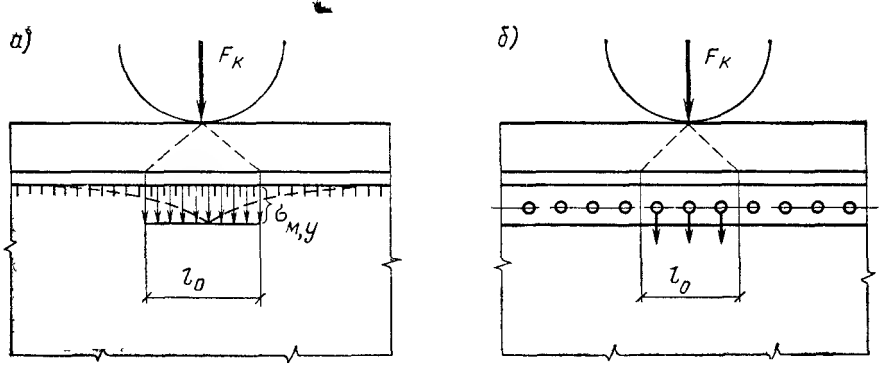


Рис. 15.12. Местные напряжения в стенке подкрановых балок под колесом крана
а — в сварной балке; *б* — в клепаной

са (точка *А*), при отсутствии тормозных конструкций — момент сопротивления верхнего пояса относительно вертикальной оси.

Если тормозная конструкция выполнена в виде фермы, то верхний пояс балки помимо напряжения от изгиба в вертикальной плоскости воспринимает осевое усилие $N_x = M_y/h_т$ ($h_т$ — высота тормозной фермы) от работы его в составе фермы и местный момент $M_{My} = 0{,}9\ T_к d/4$ (d — расстояние между узлами тормозной фермы, см. рис. 15.9) от внеузлового приложения силы $T_к$ (коэффициент 0,9 учитывает неразрезность пояса в узлах).

Устойчивость верхнего пояса из плоскости балки можно проверить по приближенной формуле

$$\sigma_в = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{N_x}{\varphi A_п} + \frac{M_{My}}{W_y^A} \leqslant R\gamma. \qquad (15.8)$$

Здесь W_x^A — момент сопротивления балки; W_y^A — момент сопротивления пояса относительно вертикальной оси; $A_п$ — площадь сечения пояса. Все геометрические характеристики принимают без учета ослабления сечения. Значение коэффициента φ определяется по гибкости верхнего пояса относительно вертикальной оси балки при расчетной длине пояса, равной d.

Если сечение пояса сильно ослаблено отверстиями, то решающей будет проверка прочности, выполняемая по формуле (15.8), но при $\varphi = 1$ и геометрических характеристиках нетто.

Касательные напряжения в стенке подкрановых балок определяют так же, как и в обычных балках, но без учета пластических деформаций [см. формулу (7.13)].

Действующая на балку сосредоточенная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возникают местные нормальные напряжения σ_{My} (рис. 15.12). Действительная эпюра распределения этих напряжений (пунктирная линия) заменяется равновеликой (сплошная линия) из условия равенства их максимальных значений. Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле

$$\sigma_{My} = \frac{\gamma_f F_к}{t_{ст}\, l_0} \leqslant R\gamma. \qquad (15.9)$$

Здесь $F_к$ — расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности; γ_f — коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, принимается равным: 1,6 — при кранах с жестким подвесом груза, 1,4 — при кранах особого режима работы с гибким подвесом груза, 1,1 — при прочих кранах; $t_{ст}$ — толщина стенки; l_0 — условная (расчетная) длина распределения усилия $F_к$, зависит от жесткости пояса, рельса и сопряжения пояса со стенкой и определяется по формуле

$$l_0 = c\sqrt[3]{I_{п1}/t_{ст}}, \qquad (15.10)$$

где c — коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки, для сварных балок $c=3{,}25$, клепаных — 3,75; $I_{п1}$ — сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

Стенку подкрановой балки следует проверить также на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{м.y}^2 - \sigma_x \sigma_{м y} + 3\tau_{xy}^2} \leqslant \beta R, \qquad (15.11)$$

где β — коэффициент, равный 1,15 при расчете разрезных балок и 1,3 — при расчете сечений на опорах неразрезных балок.

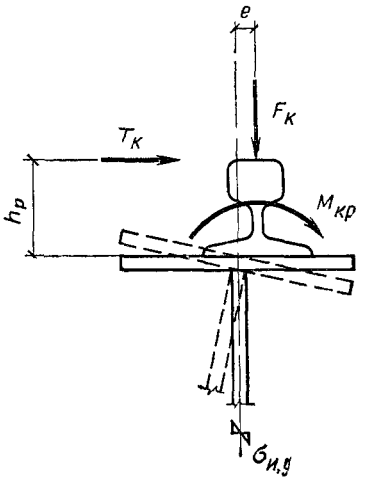


Рис. 15.13. Схема действия вертикальной и горизонтальной сил на подкрановую балку

Как отмечалось в § 1, внецентренное расположение рельса на балке, а также воздействие горизонтальной поперечной силы, приложенной к головке рельса (рис. 15.13), приводит к возникновению местного крутящего момента $M_{кр}$, приложенного к верхнему поясу балки и вызывающего дополнительные напряжения от изгиба в стенке $\sigma_{иy}$:

$$\sigma_{иy} = 2M_{кр}\, t_{ст}/I_{кр}, \qquad (15.12)$$

где $I_{кр}=I_{кр\ р}+b_п t_п^3/3$ — сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса.

Моменты инерции кручения крановых рельсов принимаются равными: КР50—78 см^4; КР70—253 см^4; КР80—387 см^4; КР100—765 см^4; КР120—1310 см^4; КР140—2130 см^4.

$$M_{кр} = F_к e + 0{,}75 T_к h_р, \qquad (15.13)$$

где e — условный эксцентриситет рельса, принимаемый равным 15 мм; $h_р$ — высота рельса; коэффициент 0,75 учитывает бо́льшую длину распределения крутящего момента от силы $T_к$ по длине балки, чем от силы $F_к$.

Помимо напряжений $\sigma_x=(M_x/I_x)y$; $\tau_{xy}=Q_x S/I_x t$ от общего изгиба балки и σ_{My} и $\sigma_{иy}$ в стенке балки возникают дополнительные компоненты напряженного состояния: $\sigma_{Mx}=0{,}25\sigma_{My}$ — напряжения от распорного воздействия сосредоточенной силы под колесом крана; $\tau_{Mxy}=0{,}3\sigma_{My}$ — местные касательные напряжения от сосредоточенного усилия; $\tau_{иxy}=0{,}25\sigma_{иy}$ — местные касательные напряжения от изгиба стенки

При проверке прочности стенок подкрановых балок под краны особого режима работы (при числе циклов нагружения $2\cdot10^6$ и более) следует учитывать все компоненты напряженного состояния и проводить расчет по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{x0} &= \sigma_x + \sigma_{Mx} \leqslant R; \\ \sigma_{y0} &= \sigma_{My} + \sigma_{иy} \leqslant R; \\ \tau_{xy0} &= \tau_{xy} + \tau_{Mxy} + \tau_{иxy} \leqslant R_{ср}; \\ \sigma_{пр} &= \sqrt{\sigma_{x0}^2 - \sigma_{x0}\sigma_{My} + \sigma_{My}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{Mxy})^2} \leqslant \beta R, \end{aligned}\right\} \qquad (15.14)$$

где $\sigma_{x,0}$, $\sigma_{y,0}$, $\tau_{xy,0}$ — суммарные напряжения.

Расчет на выносливость (см. гл. 3, § 3) выполняют для подкрановых балок при числе циклов загружения $n \geqslant 10^5$ на нагрузку от одного крана с коэффициентом перегрузки $n<1$ (см. § 1). В разрезных подкрановых балках из сталей обычной и повышенной прочности при коэффициенте асимметрии цикла $\rho \geqslant 0$ усталостная прочность сечения, как правило, обеспечена. В неразрезных балках при $\rho<0$ (особенно при использовании сталей повышенной прочности) проверка на выносливость может оказаться решающей, что потребует увеличения сечения.

Расчет на выносливость выполняют по формуле

$$\sigma \leqslant \alpha R_{вб}\, \gamma, \qquad (15.15)$$

где $\sigma=M_x/W$ — напряжения в поясе от вертикальной крановой нагрузки, $R_{вб}$ — расчетное сопротивление усталости, принимаемое в зависимости от временного сопротивления стали и конструктивного решения; α — коэффициент, учитывающий число цик-

лов загружения; γ — коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии ρ.

Значения $R_{вб}$, α и γ определяют по формулам СНиП II-23-81.

Для подкрановых балок с числом циклов нагружения $n \geqslant 2 \cdot 10^6$ следует дополнительно проверить на выносливость верхнюю зону стенки с учетом компонентов местного напряженного состояния (СНиП II-23-81, п. 13.35).

Существующая методика расчета подкрановых балок на выносливость достаточно условная и не отражает всех особенностей действительной работы подкрановых конструкций. Поэтому основным мероприятием по повышению их усталостной прочности является максимальное снижение концентрации напряжений, и в частности перенос шва в менее напряженную зону стенки (см. рис. 15.7, *г*).

Проверка прогиба подкрановых балок производится по правилам строительной механики или приближенным способом. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле

$$f = Ml^2/10EI, \tag{15.16}$$

где M — изгибающий момент в балке от нагрузки одного крана с $n=1{,}0$;

в неразрезных балках

$$f = \left(\frac{M_{ср}}{10} - \frac{M_л + M_{пр}}{72}\right)\frac{l^2}{EI}, \tag{15.17}$$

где $M_л$, $M_{ср}$, $M_{пр}$ — соответственно моменты на левой опоре, в середине пролета и на правой опоре.

Предельно допустимый прогиб $[f]$ подкрановых балок установлен из условия обеспечения нормальной эксплуатации кранов и зависит от режима их работы. Для легкого режима работы $[f] = 1/400\ l$, среднего — $1/500\ l$, тяжелого и весьма тяжелого — $1/600\ l$. Горизонтальный прогиб тормозных конструкций ограничивается только для кранов с числом циклов нагружения $n \geqslant 2 \cdot 10^6$ (краны особого режима работы) и не должен превышать $1/2000\ l$.

Общую устойчивость подкрановых балок проверяют как и обычных балок (см. гл. 7). При наличии тормозных конструкций общая устойчивость балки, как правило, обеспечена и не требует проверки.

Местная устойчивость элементов подкрановой балки проверяется так же, как и обычных балок. Устойчивость поясного листа обеспечивается отношением свеса сжатого пояса к его толщине. Наибольшее отношение свеса к толщине принимается без учета пластических деформаций по формуле (7.35).

Устойчивость стенки подкрановой балки проверяется с учетом местных нормальных напряжений σ_{My} по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_{My}}{\sigma_{м.кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{кр}}\right)^2} \leqslant \gamma, \tag{15.18}$$

где σ_x, τ_{xy} — краевое сжимающее и среднее касательное напряжения в стенке; σ_{My} определяется по формуле (15.9) при $\gamma_f = 1{,}1$; $\sigma_{кр}$, $\sigma_{м.кр}$, $\tau_{кр}$ — критические напряжения; $\gamma = 1{,}0$ — коэффициент условий работы (см. гл. 7).

Ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, должны иметь ширину не менее 90 мм. Двусторонние ребра жесткости, согласно нормам, не должны привариваться к поясам балок. Торцы ребер следует плотно пригнать к верхнему поясу; при этом в балках под краны с числом циклов загружения $n \geqslant 2 \cdot 10^6$ торцы ребер необходимо строгать.

Подгонка ребер к верхнему поясу требует тщательного выполнения, в противном случае возможны поворот пояса при внецентренном приложении крановой нагрузки и локальный изгиб стенки в верхней зоне. Это приведет к повышению местных напряжений и появлению в этой зоне трещин. Более рациональны ребра жесткости из уголков, привариваемых пером к стенке балки. Такие ребра улучшают условия опирания верхнего пояса и снижают угол его поворота.

В балках под краны легкого и среднего режимов работы нормами допускаются односторонние ребра жесткости с приваркой их к верхнему поясу и стенке.

Размеры ребер жесткости принимают такими же, как и в обычных балках.

Расчет соединений поясов подкрановых балок со стенкой. Поясные швы или заклепки крепления верхнего пояса и стенки помимо продольного сдвигающего усилия, возникающего от изгиба балки, воспринимают сосредоточенное усилие от колеса крана (см. рис. 15.12).

Результирующее напряжение в швах будет равно геометрической сумме напряжений от поперечной силы $\tau_{ш1}$ и местных напряжений $\tau_{ш2}$ и может быть проверено по формуле

$$\tau_ш = \sqrt{(\tau_{ш1})^2 + (\tau_{ш2})^2} \leqslant R^{св}_{у\,ш}\gamma^{св}_{у\,ш}\gamma, \qquad (15.19)$$

где

$$\tau_{ш1} = QS_п/I_x\,2\beta_ш k_ш; \quad \tau_{ш2} = \gamma_f F_к/l_0\,2\beta_ш k_ш.$$

Аналогично определяются напряжения по границе сплавления. Отсюда требуемую высоту шва k определим из выражения

$$k_ш \geqslant \frac{1}{2\left(\beta\gamma^{св}_у R^{св}_у\right)_{min}\gamma}\sqrt{\left(\frac{QS_п}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_f F_к}{l_0}\right)^2}. \qquad (15.20)$$

Обозначения см. гл. 5, § 4 и формулу (15.10).

Нижние поясные швы не воспринимают усилия от колеса крана, и их рассчитывают только на касательные напряжения от поперечной силы [см. формулу (7.56)].

В подкрановых балках под краны с числом циклов нагружения $n \geqslant 2\cdot10^6$ верхние поясные швы необходимо выполнять с полным проплавлением на всю толщину стенки. В этом случае швы считаются равнопрочными со стенкой и их можно не рассчитывать.

Для повышения качества шва, снижения концентрации напряжений и повышения долговечности балок поясные швы следует выполнять автоматической сваркой с выводом концов шва на планки.

В клепаных подкрановых балках заклепки, соединяющие верхний пояс со стенкой, также воспринимают дополнительные усилия от сосредоточенного давления. Считается, что местное давление распределяется равномерно по заклепкам, расположенным на участке длиной l_0 (см. рис. 15.12, *б*).

Поэтому наибольший шаг заклепок a (при однорядном их расположении) определяют по формуле

$$a \leqslant N_{min} / \sqrt{(QS_п/I_x)^2 + (\alpha\gamma_f F_к/l_0)^2}\ , \qquad (15.21)$$

где N_{min} — наименьшее расчетное усилие, допускаемое на одну заклепку, по срезу или смятию, $\alpha=0{,}4$ — в случае если стенка балки прострогана заподлицо с обушками верхних поясных уголков; $\alpha=1{,}0$ — если такой пристрожки нет. В подкрановых балках рекомендуется всегда делать такую пристрожку.

3. Подбор сечений подкрановых балок

Подбор сечений подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок. Из условия общей прочности определяют требуемый момент сопротивления. Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжение в верхнем поясе подкрановых балок можно учесть коэффициентом β и представить формулу (15.6) в виде

$$\sigma_x = M_x\beta/W_x \leqslant R\gamma. \qquad (15.22)$$

Значение коэффициента β определим из выражения

$$\beta = 1 + \frac{M_y}{M_x}\frac{W_x}{W_y} \approx 1 + 2\frac{M_y}{M_x}\frac{h_б}{h_т}. \qquad (15.23)$$

Ширину сечения тормозной конструкции $h_т$ при компоновке рамы принимают $h_т \approx h_н$; высоту балки $h_б$ задают в пределах ($^1/_6 ... ^1/_{10}$) l (большие значения принимают при большей грузоподъемности крана).

Из формулы (15.22) определяем требуемый момент сопротивления $W_{x тр} = M_x \beta / \gamma R$.

Оптимальную высоту балки и толщину стенки устанавливаем аналогично изложенному в гл. 7 без учета пластических деформаций.

При определении минимальной высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана, поэтому предварительно (по линии влияния или по правилу Винклера) находим максимальный момент от загружения балки одним краном $M_н$ при коэффициенте перегрузки $n = 1{,}0$.

Из условия полного использования материала балки при загружении расчетной нагрузкой h_{min} определим по формуле

$$h_{min} = \frac{5\gamma R l}{24\beta E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_н}{M_x}, \qquad (15.24)$$

где $[f/l]$ — максимальный регламентируемый нормами прогиб подкрановых конструкций.

Окончательно высоту балки принимаем с учетом ширины листов (с припуском для строжки кромок) или в целях унификации конструкций — кратной 100 мм (см. гл. 7). Определив требуемую площадь полки (см. пример 3 в гл. 7), назначаем ее размеры из условий местной устойчивости при упругой работе ($b_{св}/t_п \leqslant 0{,}5\sqrt{E/R}$) и возможности размещения рельса с креплениями.

После компоновки проводятся все проверки принятого сечения согласно п. 2 настоящего параграфа.

§ 3. РЕШЕТЧАТЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ (ФЕРМЫ)

Решетчатые системы экономически целесообразны для подкрановых балок пролетом свыше 12 м под краны небольшой грузоподъемности ($Q \leqslant 30$ т) легкого и среднего режимов работы.

Подкрановые фермы проектируют обычно с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками (рис. 15.14). Высоту ферм $h_ф$ принимают в пределах $^1/_6$—$^1/_8$ пролета (с учетом предельного железнодорожного габарита). Длину панели назначают приблизительно равной высоте, но не более 3 м, с тем чтобы верхний пояс можно было выполнить из широкополочного двутавра. Поскольку верхний пояс дополнительно воспринимает местный момент от внеузловой передачи нагрузки от колеса крана, высоту его сечения следует брать не менее $^1/_5$—$^1/_7$ длины панели d.

Решетку подкрановых ферм центрируют, как правило, на нижнюю кромку верхнего пояса, что упрощает конструкцию узла крепления решетки к поясу и несколько его разгружает. Решетку ферм выполняют из спаренных уголков, нижний пояс — из тавров или спаренных уголков.

Фасонки ферм принимают толщиной не менее 10 мм и приваривают к верхнему поясу с проваром на всю толщину. Для снижения концентрации напряжений концы швов должны быть зачищены для обеспечения плавного перехода от фасонки к поясу.

В узлах примыкания решетки к верхнему поясу стенку пояса следует укреплять ребрами жесткости.

По статической схеме решетчатая подкрановая балка представляет собой комбинированную систему — ферму с жестким верхним поясом. Расчет подкрановой фермы, представляющей (n—1) раз статически неопределимую систему (где n — число панелей верхнего пояса), точными методами строительной механики достаточно трудоемок, его следует выполнять на ЭВМ.

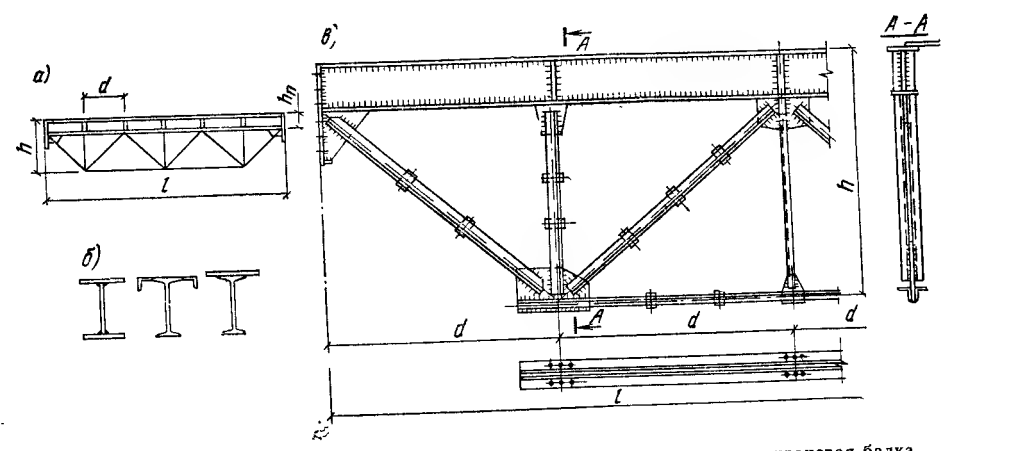


Рис. 15.14. Решетчатая подкрановая балка

а — схема; *б* — типы сечения верхнего пояса; *в* — конструктивное решение

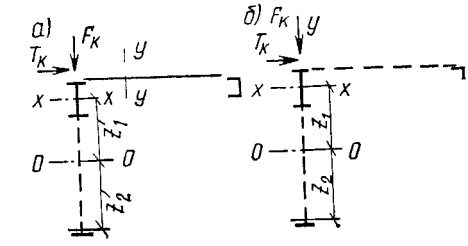


Рис. 15.15. К расчету подкрановых ферм

а — с тормозной балкой; *б* — с тормозной фермой

Предварительный подбор сечений элементов фермы может быть выполнен приближенным способом: осевые усилия в элементах ферм определяют по линиям влияния в предположении шарнирности всех узлов, а изгибающий момент в верхнем поясе (если в панели размещается только одно колесо крана) находят по формуле $M_x = F_к d/3$, где $F_к$ — усилие на колесе крана; d — длина панели.

Затем определяют изгибающий момент M_y (при тормозных балках) или продольное усилие $N_т$ и местный изгибающий момент M_{My} (при тормозных фермах) в верхнем поясе подкрановой фермы от горизонтальных сил при том же положении кранов, что и при определении усилий от вертикальной нагрузки.

По расчетным усилиям подбирают сечения элементов и проверяют их несущую способность.

Верхний пояс фермы работает на сжатие с изгибом в двух плоскостях. Решающей является проверка устойчивости, которую можно провести по приближенным формулам:

при сплошной тормозной балке

$$\frac{N}{\varphi_x A_п} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y1}} \leqslant R\gamma; \qquad (15.25)$$

при тормозной ферме

$$\frac{N + N_т}{\varphi_{min} A_п} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_{My}}{W_{y2}} \leqslant R\gamma, \qquad (15.26)$$

где N — продольная сила в верхнем поясе от вертикальной нагрузки; $N_т = M_y/h_т$ — продольная сила в верхнем поясе от горизонтальной нагрузки ($h_т$ — высота тормозной фермы); M_x, M_y — изгибающие моменты от вертикальной и горизонтальной нагрузок; $M_{My} = 0{,}9(T_к d/4)$ — местный изгибающий момент в панели верхнего пояса фермы от горизонтального усилия на колесе $T_к$; W_x — момент сопротивления верхнего пояса относительно оси x—x; W_{y1} — момент сопротивления тормозной балки относительно оси y—y (в расчетное сечение тормозной балки включается только полка верхнего пояса фермы) (рис. 15.15, *а*); W_{y2} — момент сопротивления полки верхнего пояса относительно вертикальной оси (рис. 15.15, *б*); φ_x — коэффициент продольного изгиба верхнего пояса, определяемый в зависимости от $\lambda_x = d/i_x$; φ_{min} — меньший из коэффициентов продольного изгиба $\varphi_x = f(\lambda_x)$ и $\varphi_y = f(\lambda_y = d/i_y)$.

Все характеристики определяются без учета ослабления сечения отверстиями для болтов.

Нижний пояс и решетка подкрановой фермы работают и рассчитываются на центральное сжатие или растяжение.

Расчетные длины стержней подкрановых ферм определяют так же, как и обычных ферм. При этом предельная гибкость элементов должна быть не более: для поясов и опорных раскосов — 120 при сжатии и 150 при растяжении; для остальных элементов — 150 при сжатии и 350 при растяжении.

Прогиб подкрановой фермы от нормативной нагрузки может быть определен по приближенной формуле

$$f = (M_{н}\, l^2/10EI_{ф})\, \mu, \qquad (15.27)$$

где μ — коэффициент, принимаемый равным: 1,4 — при отношении высоты фермы к пролету $h_{ф}/l=1/6$; 1,3 — при $h_{ф}/l=1/8$ (в промежутке по интерполяции); $I_{ф}$ — момент инерции фермы; $I_{ф}=A_{в.п}z_1^2+A_{н.п}z_2^2$; $A_{в.п}$, $A_{н.п}$ — площади сечения верхнего и нижнего поясов фермы; z_1, z_2 — расстояния от центров тяжести сечений поясов до общего центра тяжести.

При проверке усталостной прочности подкрановых ферм необходимо учитывать повышенную концентрацию напряжений в узлах крепления решетки.

§ 4. ПОДКРАНОВО-ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Подкраново-подстропильные фермы (ППФ) целесообразно применять при больших пролетах (24 м и более) и тяжелых кранах. Подкраново-подстропильная ферма воспринимает нагрузку от кранов и одновременно является опорой для стропильных ферм, совмещая таким образом функции подкрановых балок и подстропильной фермы (рис. 15.16). Благодаря возможности развития высоты подкраново-подстропильной фермы вверх, а также использованию принципов совмещения функций и концентрации материала подкраново-подстропильная ферма экономичнее по затрате стали, чем подкрановая балка и подстропильная ферма, выполненные раздельно.

Кроме того, балки пролетом 36 м и более имеют высоту, превышающую 3,9 м, и требуют устройства продольного монтажного стыка в стенке, что усложняет монтаж.

Высота подкраново-подстропильной фермы (в осях) $H_{ф}$ принимается в пределах $(1/6...1/8)\,l$, высота h жесткого нижнего пояса — $(1/5...1/7)\,d$ (d — наибольшая длина панели). Длина панели из условия опирания стропильных ферм принимается кратной 6 м. Нижний пояс подкраново-подстропильной фермы, по которому перемещаются мостовые краны, работает кроме растяжения и изгиба еще и на кручение, поэтому его проектируют сварного коробчатого сечения, остальные элементы решетки принимают из широкополочных или сварных двутавров. В узлах фермы коробчатый нижний пояс укрепляют сплошными диафрагмами, между узлами фермы также ставят сплошные или сквозные диафрагмы на расстоянии (1,2...1,5) h, но не реже чем через 4 м.

Подкраново-подстропильные фермы по средним рядам колонн рассчитывают на вертикальную нагрузку от четырех кранов (по два крана наибольшей грузоподъемности в каждом пролете) и на поперечную горизонтальную нагрузку от двух кранов.

Усилия в элементах подкраново-подстропильных ферм определяют как в комбинированной системе (ферма с жестким нижним поясом). При предварительном расчете допускается определять усилия в элементах по шарнирной схеме, а момент в нижнем поясе — определять как в балке на упругоподатливых опорах.

Нижний пояс подкраново-подстропильной фермы представляет собой тонкостенный стержень замкнутого коробчатого сечения. Так как линия действия равнодействующих вертикальных и горизонтальных

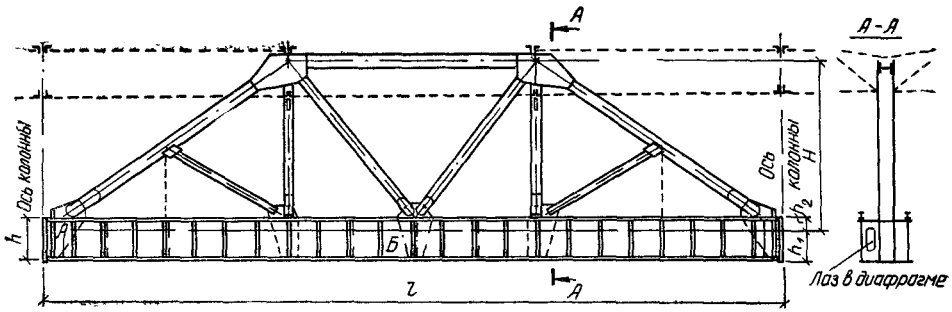


Рис. 15.16. Подкраново-подстропильная ферма

нагрузок не проходит через центр изгиба, пояс испытывает стесненное кручение. Проверку его прочности в общем случае следует проводить с учетом всех компонентов напряженного состояния тонкостенного стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x + \frac{B}{I_\omega} \omega \leqslant \gamma R, \qquad (15.28)$$

где N — продольное усилие в поясе; M_x — момент от вертикальной нагрузки; M_y — момент от горизонтальных поперечных сил, определяется как в разрезной балке пролетом l (l — пролет ППФ); B — бимомент в рассматриваемом сечении от вертикальных и горизонтальных нагрузок; A, I_x, I_y, I_ω — площадь сечения и моменты инерции нижнего пояса; x, y, ω — линейные и секториальная координаты.

Дополнительные нормальные напряжения от стесненного кручения [последний член формулы (15.28)] в замкнутых коробчатых сечениях обычно невелики, и их можно приближенно учесть коэффициентом условий работы $\gamma = 0{,}9$.

Касательные напряжения в поясе определяются также по общей формуле для тонкостенного стержня замкнутого сечения:

$$\tau = \frac{Q_x S_x}{I_x t} + \frac{Q_y S_y}{I_y t} + \frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega t} + \frac{M_{кр}}{2bht} \leqslant \gamma R_{ср}. \qquad (15.29)$$

Здесь Q_x, Q_y — поперечные силы в поясе от вертикальной и горизонтальной нагрузок; M_ω — изгибно-крутящий момент; $M_{кр}$ — момент чистого кручения; S_x, S_y, S_ω = статические моменты отсеченной части сечения; h, b — высота сечения пояса и расстояние между осями стенок; t — толщина листа в точке проверки касательных напряжений.

Поперчную силу Q_x допускается определять как в неразрезной балке с пролетами, равными расстоянию между узлами фермы.

При определении крутящих воздействий M_ω и $M_{кр}$ жесткость решетки можно не учитывать и рассматривать нижний пояс как тонкостенный стержень с пролетом, равным пролету фермы[1].

При кручении нижнего пояса в элементах решетки в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, возникает дополнительный изгибающий момент $M_{доп}$, который следует учитывать при расчете:

$$M_{доп} = 3\theta EI/l, \qquad (15.30)$$

где θ — угол закручивания пояса в месте примыкания рассматриваемого элемента решетки[1]; I — момент инерции элемента решетки в плоскости действия момента; l — геометрическая длина стержня.

Прогиб подкраново-подстропильной фермы может быть определен по формуле (15.27).

---

[1] **Бычков Д. В.** Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. — М., 1962, — 474 с.

1. Опорные узлы подкрановых балок

В узлах опирания подкрановых балок на колонны происходит передача больших вертикальных и горизонтальных усилий. Вертикальное давление разрезных подкрановых балок передается на колонну обычно через выступающий фрезерованный торец опорного ребра (рис. 15.17, *а*). Рассчитывают и конструируют опорное ребро так же, как и у обычных балок (см. гл. 7, § 5).

В неразрезных балках вертикальное давление передается через опорные ребра, пристроганные к нижнему поясу, а между поясом и опорной плитой колонны ставят прокладку (рис. 15.17, *б*).

В неразрезных подкрановых балках на опоре смежного, незагруженного пролета возникает отрицательная (направленная вниз) реакция. Анкерные болты, прикрепляющие балку к колонне, должны быть рассчитаны на это усилие.

Для восприятия горизонтальных поперечных воздействий кранов устанавливают дополнительные элементы крепления балок к колоннам (рис. 15.18, *а*). Эти элементы рассчитывают на горизонтальное усилие H:

$$H = F_{\text{т}}(h_1/h_2), \tag{15.31}$$

где $F_{\text{т}}$ — опорное давление балки от поперечных горизонтальных усилий на колесах крана; h_1, h_2 — расстояние от низа балки (точка поворота) до отметки головки рельса и места расположения элементов крепления (см. рис. 15.18, *а*).

При наличии нескольких элементов крепления (например, стержней и накладок крепления тормозных конструкций к колонне) горизонтальное давление $F_{\text{т}}$ распределяется между ними пропорционально жесткостям. В запас несущей способности можно каждый элемент крепления рассчитывать на полное давление $F_{\text{т}}$.

При проектировании узлов крепления подкрановых конструкций к колоннам следует учитывать особенности их действительной работы. При проходе крана балка прогибается и ее опорное сечение поворачивается на угол φ (рис. 15.18, *б*). Под влиянием температурных воздействий (особенно в горячих цехах) подкрановые конструкции удлиняются (укорачиваются), что приводит к горизонтальным смещениям опорных сечений относительно колонн. В результате элементы крепления получают горизонтальные перемещения Δ_H.

За счет обжатия опорного сечения балок и обмятия прокладок под опорными ребрами элементы крепления получают также вертикальное смещение Δ_V (см. рис. 15.18, *б*).

Если конструкции креплений обладают достаточной жесткостью и препятствуют обжатию и повороту опорных сечений, то в элементах крепления возникают большие усилия, вызванные перемещениями Δ_H и Δ_V, что при многократных повторных нагружениях приводит к усталостному разрушению элементов крепления. Это подтверждается результатами натурных обследований.

Поэтому конструкция крепления балок к колоннам в горизонтальном направлении должна обеспечивать передачу горизонтальных поперечных сил, допуская при этом свободу поворота и продольного смещения опорных сечений.

Для того чтобы обеспечить свободу продольных и вертикальных перемещений элементов крепления, применяют два типа узлов. В узлах 1-го типа поперечные горизонтальные воздействия передаются через плотно пригнанные к полкам колонны элементы (упорные планки), допускающие за счет проскальзывания свободу перемещений опорных сечений (рис. 15.19, *а*). Поскольку со временем контактные поверхности обминаются и в соединении образуется люфт, упорные элементы целесообразно крепить (для возможности их замены) на высокопрочных болтах. В узлах 2-го типа балки крепятся к колоннам с помощью гибких элементов. При малой жесткости этих элементов дополнительные усилия, возникающие в них от перемещений Δ_H и Δ_V, невелики. В качестве гибких креплений используются листовые элементы или круглые стержни.

В узле, показанном на рис. 15.19, *б*, горизонтальные поперечные силы воспринимаются гибкими круглыми стержнями. При больших горизонтальных нагрузках каждая балка может крепиться двумя или тремя болтами, расположенными один над другим. Достоинством такого крепления являются возможность рихтовки балок и простота его замены.

В зданиях с кранами особого режима работы при расчете элементов крепления рекомендуется учитывать дополнительные усилия, возникающие от перемещений Δ_H

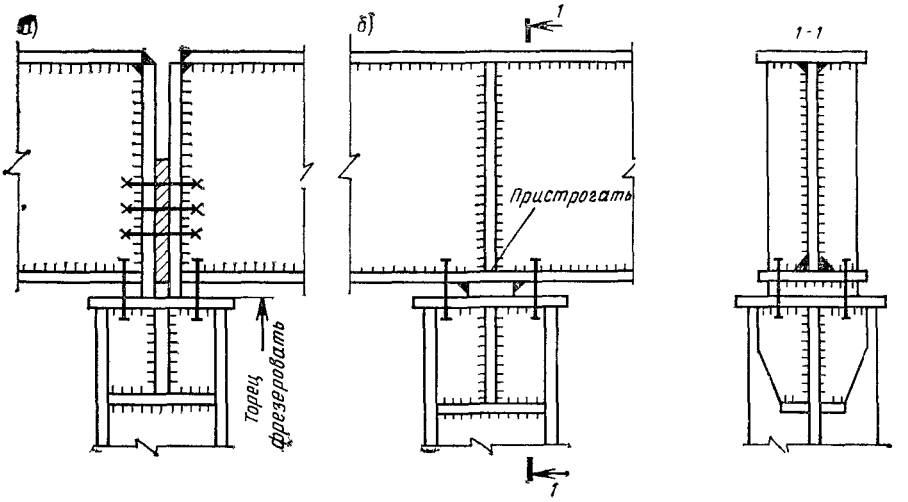


Рис. 15.17. Опорные узлы подкрановых балок

а — разрезных; *б* — неразрезных

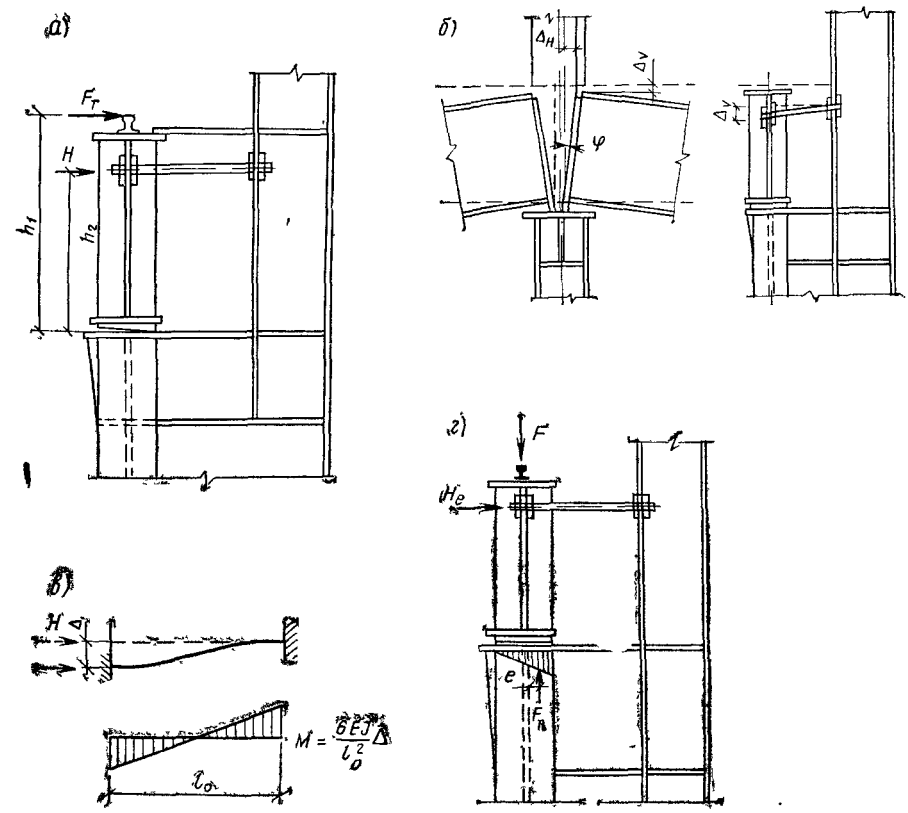


Рис. 15.18. К расчету узла крепления подкрановых балок к колонне

а — схема передачи горизонтального поперечного усилия; *б* — перемещения узла; *в* — расчетная схема элемента крепления; *г* — передача усилий при перекосе опорного ребра

и Δ_V (см рис. 15.18, *б*). Величины этих перемещений приближенно можно определить по формулам:

$$\Delta_H = Mlh/6EI_б; \quad \Delta_V = Fh/EA_1, \tag{15.32}$$

где M — расчетный изгибающий момент в балке; F — опорное давление подкрановых балок от вертикальной крановой нагрузки; l, h — пролет и высота балок; $I_б$ — момент инерции балки; A_1 — расчетная площадь опорного сечения (сумма площадей опорного ребра и части стенки длиной $15t_{ст}$).

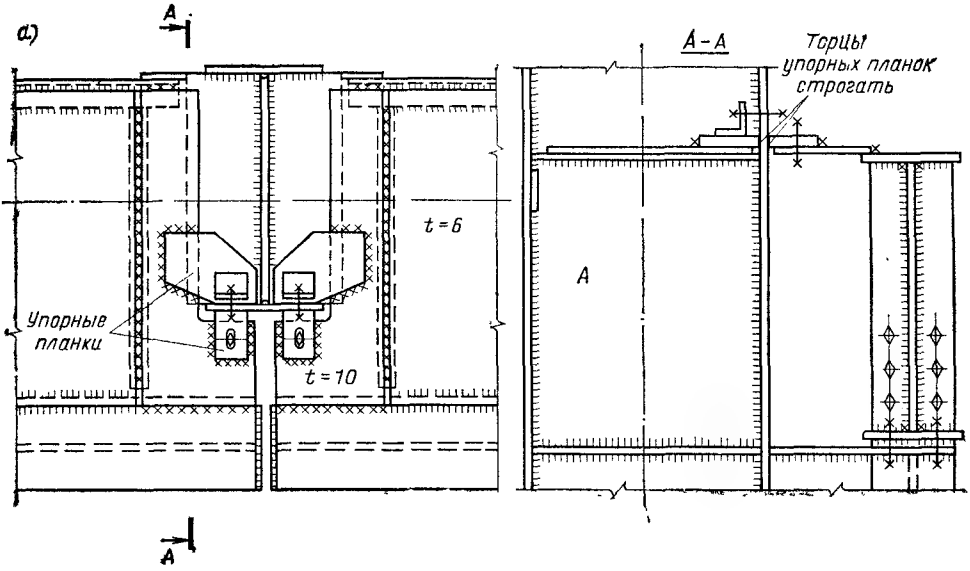


Рис. 15.19. Узлы крепления разрезных подкрановых балок к колоннам

а — с упорными планками; *б* — с гибкими стержнями

Изгибающий момент в элементе крепления, возникающий от перемещений, определяется как в балке с защемленными концами (см. рис. 15.18, *в*):

$$M = \left(6EI_0/l_0^2\right)\Delta, \qquad (15.33)$$

где I_0, l_0 — момент инерции и длина элемента крепления; $\Delta = \sqrt{\Delta_н^2 + \Delta_V^2}$.

От перекоса опорного ребра балки на крепление передается также дополнительное горизонтальное усилие H_e (см. рис. 15.18, *г*), возникающее за счет смещения равнодействующей опорного давления F_R с оси балки:

$$H_e = F_R\, e/h_2.$$

По экспериментальным исследованиям величину e можно принять равной $^1/_6$ ширины опорного ребра b.

В зданиях с большим перепадом температур (неотапливаемые здания, горячие цехи) при расчете элементов крепления следует также учитывать усилия, возникающие от температурных воздействий, или проектировать крепления, обеспечивающие свободу перемещений (например, с передачей усилий через упорные элементы).

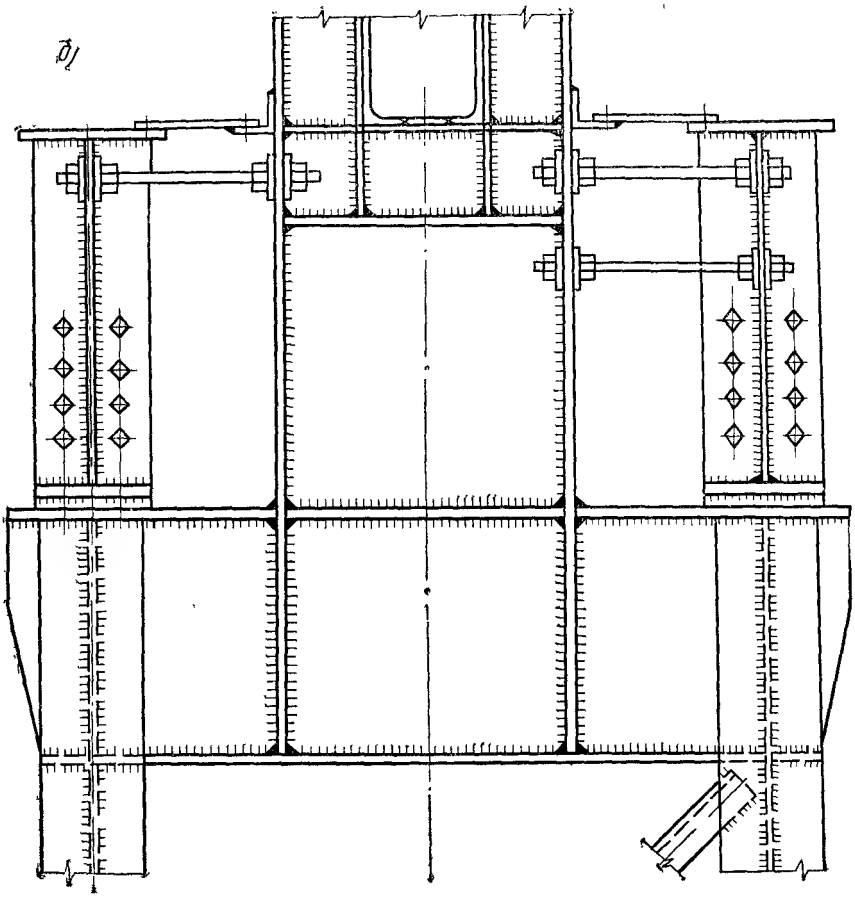
2. Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам

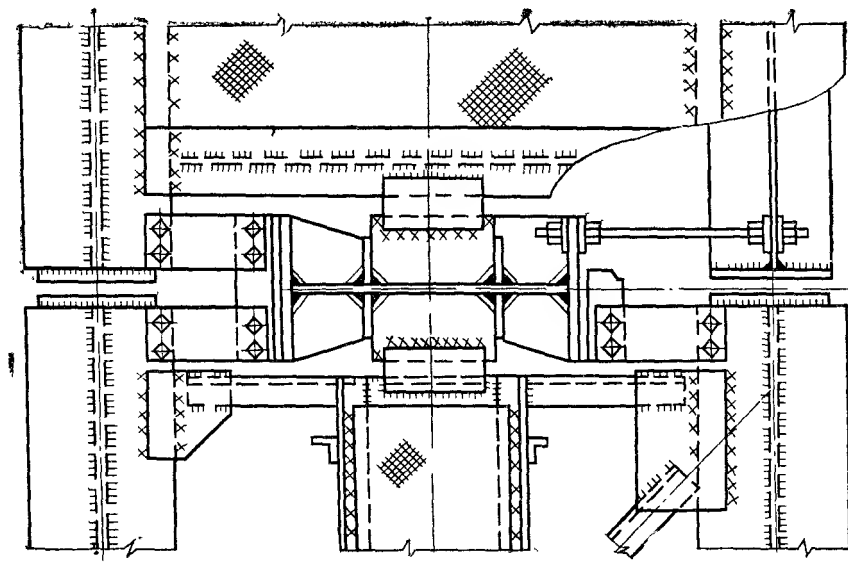
Для мостовых кранов применяются специальные крановые рельсы КР с усиленной шейкой и развитой подошвой (см. прил. 14).

Требуемый тип кранового рельса указывается в стандартах или каталогах на краны. Для кранов общего назначения грузоподъемностью до 20 т включительно разрешается применять железнодорожные рельсы Р-38 (для кранов грузоподъемностью 5 и 10 т) и Р-43. Иногда в качестве кранового рельса применяется квадратная сталь.

Конструктивное решение крепления рельсов к подкрановым балкам зависит от типа рельсов (рис. 15.20). Крепление должно обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20—30 мм, так как в процессе эксплуатации происходит смещение рельса. Поэтому приваривать рельс к поясу подкрановой балки не рекомендуется.

В зданиях с кранами особого режима работы рекомендуется применять только специальные крановые рельсы КР. В железнодорожных





рельсах у мест ослабления шейки отверстиями часто возникают трещины; кроме того, отверстия для крючьев в тормозном листе являются концентраторами напряжения и около них также развиваются трещины. Квадратный рельс менее жесткий, чем КР, а прострожка пазов для

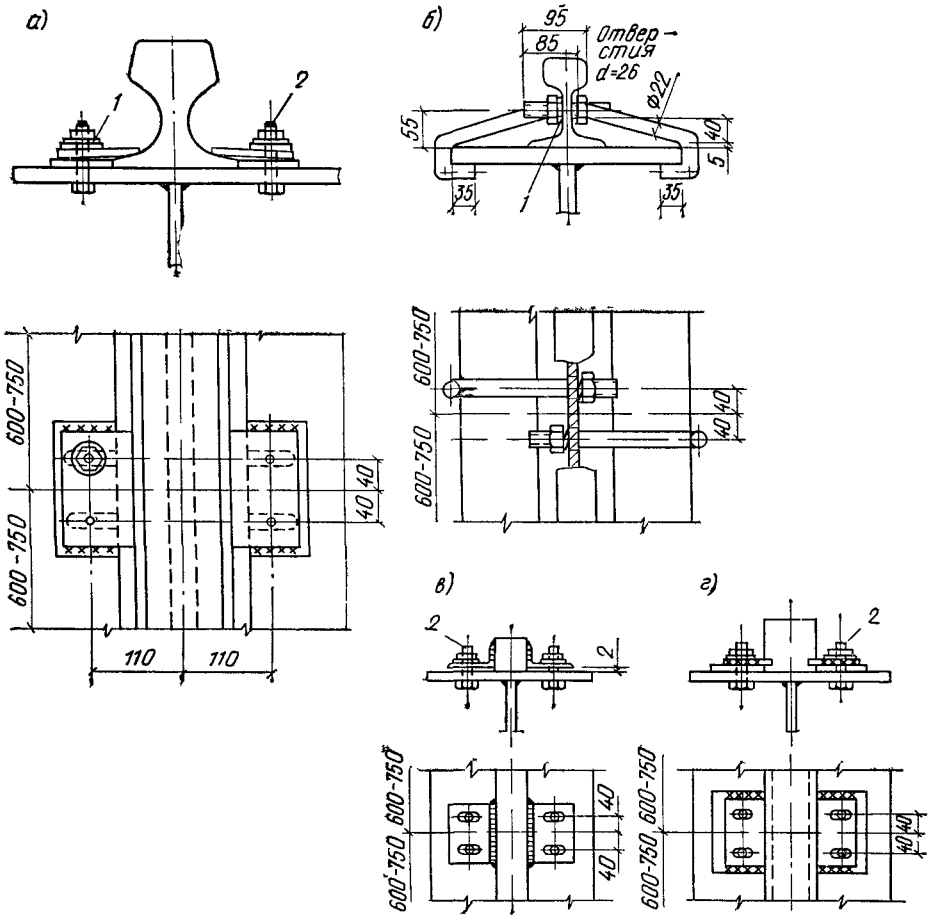


Рис. 15.20. Крепление рельсов к подкрановой балке

а — типа КР; *б* — железнодорожных, *в*, *г* — квадратных, *1* — пружинная шайба; *2* — болт М22

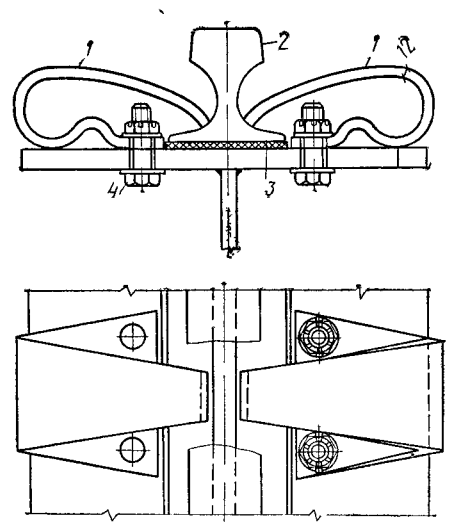


Рис. 15.21. Пружинное крепление рельса, установленного на упругую прокладку

1 — пружина, *2* — рельс, *3* — упругая прокладка, *4* — болт

его крепления весьма трудоемка. Между рельсом и поясом балки целесообразно устанавливать упругие прокладки из низкомодульного материала. Прокладки улучшают условия контакта рельса и пояса, сглаживают и уменьшают местные напряжения под колесом крана, ликвидируют пики местных напряжений у контактирующих неровностей рельса и пояса, уменьшают динамическое воздействие крана. При кранах небольшой грузоподъемности ($Q<20$ т) прокладки делают из

прорезиненной ленты, при большой грузоподъемности — металлорезиновыми. Так как при прохождении крана прокладки сжимаются, то применяют различного типа пружинные крепления рельса к поясу (рис. 15.21).

3. Упоры для кранов

В торцах здания на подкрановых балках устанавливают упоры для ограничения рабочей зоны кранов. Для снижения силы удара об упор краны оборудуют концевыми выключателями, а на упоры устанавливают амортизаторы. Упор рассчитывают как консоль на условную силу удара, определяемую по главе СНиП «Нагрузки и воздействия».

§ 6. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

Исходные данные. Требуется рассчитать подкрановую балку крайнего ряда пролетом 12 м под два крана грузоподъемностью $Q=30/5$ т. Режим работы кранов — особый. Пролет здания 30 м. Материал балки сталь Вст3Гпс5-1; $R=230$ МПа $=23$ кН/см^2 (при $t\leqslant 20$ мм); $R_{ср}=135$ МПа $=13{,}5$ кН/см^2.

Нагрузки на подкрановую балку. По прил. 1 для крана $Q=30/5$ тяжелого режима работы наибольшее вертикальное усилие на колесе $F_к^н=355$ кН; вес тележки $G_т=125$ кН; тип кранового рельса — КР-70.

Схема крановой нагрузки приведена на рис. 15.22, *а*.

Для кранов тяжелого режима работы металлургического производства поперечное горизонтальное усилие на колесе при расчете подкрановых балок $T_к^н=0{,}1F_к^н=0{,}1\times\times355=35{,}5$ кН. Для кранов легкого и среднего режима работы $T_к^н$ определяется по формуле (12.4).

Расчетные значения усилий на колесе крана определяем по формуле (15.2) с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_н=0{,}95$:

$$F_к=\gamma_н nn_с k_1 F_к^н=0{,}95\cdot1{,}1\cdot0{,}95\cdot1{,}1\cdot355=388\ \text{кН};$$

$$T_к=\gamma_н nn_с k_2 T_к^н=0{,}95\cdot\cdot1\cdot0{,}95\cdot1\cdot35{,}5=35{,}2\ \text{кН}.$$

Определение расчетных усилий. Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролета. Загружаем линию влияния момента в среднем сечении, устанавливая краны невыгоднейшим образом (рис. 15.22, *б*).

Расчетный момент от вертикальной нагрузки

$$M_x=\alpha\Sigma F_к y_i=1{,}05\cdot388\cdot5{,}85=2380\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

где y_i — ординаты линий влияния; $\alpha=1{,}05$ — учитывает влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (см. § 1, гл. 15).

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки $M_y=\Sigma T_к y_i=35{,}2\cdot5{,}85=206$ кН·м.

Для определения максимальной поперечной силы загружаем линию влияния поперечной силы на опоре (рис. 15.22, *в*).

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$Q_x=\alpha\Sigma F_к y=1{,}05\cdot388\cdot2{,}375=968\ \text{кН};\quad Q_y=\Sigma T_к y_i=35{,}2\cdot2{,}375=83{,}6\ \text{кН}.$$

Подбор сечения балки. Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t=6$ мм и швеллера № 36 (при наличии промежуточной стойки фахверка и креплении к ней тормозной конструкции, а также при шаге рам 6 м можно принять швеллер № 16—18).

Значение коэффициента β определим по формуле (15.23):

$$\beta=1+2\frac{M_y}{M_x}\frac{h_б}{h_т}=1+2\frac{206}{2380}\frac{1{,}2}{1{,}5}=1{,}14,$$

$$\text{где } h_б\approx\frac{1}{10}l=\frac{12}{10}=1{,}2\ \text{м};\quad h_т=h_н=1{,}5\ \text{м};$$

$$W_{x\,тр}=238\,000\cdot1{,}14/23=11\,800\ \text{см}^3.$$

Задаемся $k_{ст}=h_{ст}/t_{ст}=120$.

Оптимальная высота балки

$$h_{опт}=\sqrt[3]{\frac{3}{2}k_{ст}W_{y\,тр}}=\sqrt[3]{(3/2)\,120\cdot11\,800}=130\ \text{см}.$$

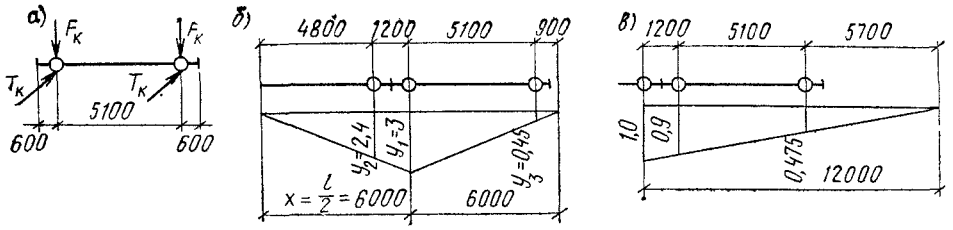


Рис. 15.22. К расчету подкрановой балки

а — схема крановой нагрузки; *б* — определение M_{max}; *в* — определение Q_{max}

Минимальная высота балки

$$h_{min}=\frac{5}{24}\frac{\gamma Rl}{\beta E}\left[\frac{l}{f}\right]\frac{M_н}{M_x}=\frac{5}{24}\frac{23\cdot1200\cdot600}{1,14\cdot2,06\cdot10^4}\frac{116\,400}{238\,000}=70,5\text{ см};$$

$M_н$ — момент от загружения балки одним краном при $n=1,0$.

Значение $M_н$ определим по линии влияния (см. рис. 15.22, *б*); сумма ординат линии влияния при нагрузке от одного крана $\Sigma y_i=3+0,45=3,45$;

$$M_н=\gamma_н\Sigma F_к^н y_i=0,95\cdot355\cdot3,45=1164\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$[l/f]=600$ — для кранов тяжелого режима работы.

Принимаем $h_б=120$ (кратной 10 см).

Задаемся толщиной полок $t_п=2$ см, тогда $h_{ст}=h_б-2t_п=120-2\cdot2=116$ см.

Из условия среза стенки силой Q_x

$$t_{ст}\geqslant1,5\,(Q_x/h_{ст}R_{ср})=1,5\cdot968/(116\cdot13,5)=0,94\text{ см}.$$

Принимаем стенку толщиной 1 см; $k_{ст}=116/1,0=116\approx120$.

Размеры поясных листов определим по формулам:

$$I_{x\,тр}=W_{x,тр}h_б/2=11\,800\cdot120/2=708\,000\text{ см}^4;$$

$$I_{ст}=1,0\cdot116^3/12=130\,000\text{ см}^4;$$

$$A_{п\,тр}=(I_{x\,тр}-I_{ст})/2\left(\frac{h_{ст}+t_п}{2}\right)^2=(708\,000-130\,000)/2\left(\frac{116+2}{2}\right)^2=83\text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из листа сечения 20×420 мм, $A_п=84$ см².

Устойчивость пояса обеспечена, так как

$$\frac{b_{св}}{t_п}=\frac{(b_п-t_{ст})/2}{t_п}=\frac{(42-1)/2}{2}=10,2<0,5\sqrt{\frac{E}{R}}=$$

$$=0,5\sqrt{\frac{2,06\cdot10^4}{23}}=15,1.$$

По полученным данным компонуем сечением балки (рис. 15.23).

Проверка прочности сечения. Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси x—x:

$$I_x=\frac{1\cdot116^3}{12}+2\cdot42\cdot2\left(\frac{116}{2}+1\right)^2=715\,000\text{ см}^4;$$

$$M_x^A=\frac{I_x}{h_б/2}=\frac{715\,000}{120/2}=11\,900\text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси y—y (в состав тормозной балки входят верхний пояс, тормозной лист и швеллер):

расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения

$$x_0=(0,6\cdot123\cdot78,5+53,4\cdot144,3)/(0,6\cdot123+53,4+2\cdot42)=63\text{ см};$$

$$I_y=0,6\cdot123^3/12+0,6\cdot123\,(78,5-63)^2+53,4\,(144,3-63)^2+42\cdot63^2+$$

$$+2\cdot42^3/12=631\,800\text{ см}^4;$$

$$W_y^A=I_y/x_A=631\,800/84=7520\text{ см}^3.$$

Проверим нормальные напряжения в верхнем поясе (точка A) [см. формулу (15.8)]:

$$\sigma_x^A=\frac{M_x}{W_x^A}+\frac{M_y}{W_y^A}=\frac{238\,000}{11\,900}+\frac{20\,600}{7520}=20+2,7=22,7\text{ кН/см}^2<R=23\text{ кН/см}^2.$$

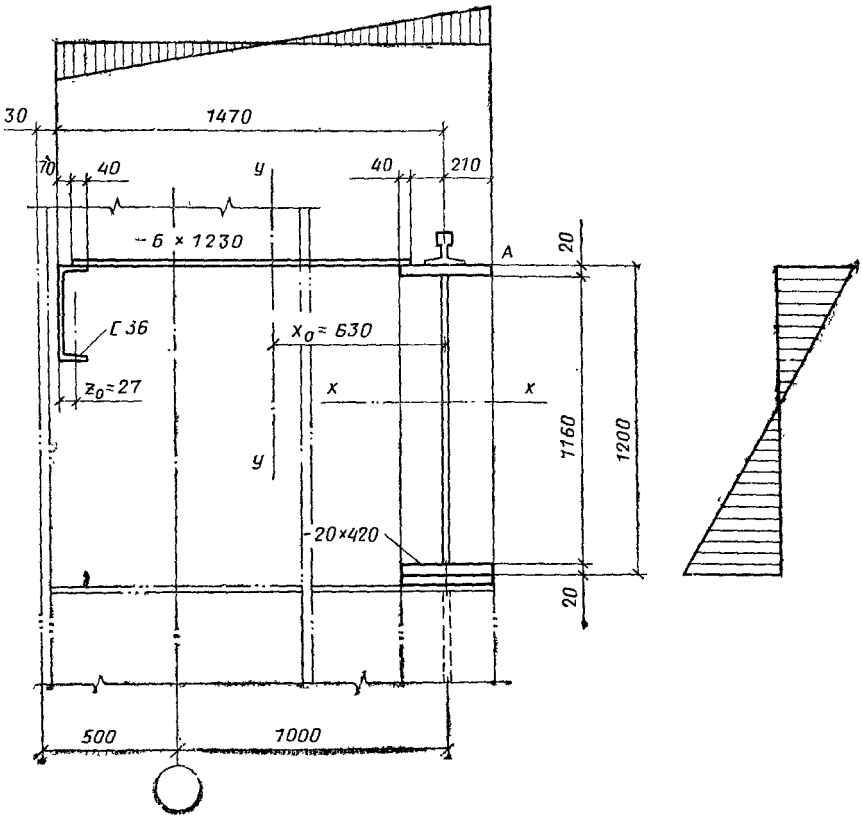


Рис. 15.23. Сечение балки

Прочность стенки иа действие касательных напряжений на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки больше определенной из условия среза.

Жесткость балки также обеспечена, так как приiятая высота балки $h_б > h_{min}$.

Проверим прочность стенки балки от действия местиых напряжений под колесом крана [см. формулу (15.9)]:

$$\sigma_{My} = \gamma F_к / t_{ст}\, l_0 = 1{,}4 \cdot 370 / 1 \cdot 33{,}6 = 15 \text{ кН/см}^2 < R = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$\gamma = 1{,}4$ (при кранах особого режима работы с гибким подвесом груза);

$$F_к = F_к^н n \gamma_н = 355 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 = 370 \text{ кН};$$

$$l_0 = c \sqrt[3]{I_{п1}/t_{ст}} = 3{,}25 \sqrt[3]{1110/1{,}0} = 33{,}6;$$

$$I_{п1} = I_р + b_п t_п^3/12 = 1082 + 42 \cdot 2^3/12 = 1110 \text{ см}^4;$$

$I_р = 1082$ см^4 — момеит инерции рельса КР-70 (см. прил. 14); $c = 3{,}25$ — коэффициент податливости сопряжения пояса и стенки для сварных балок.

Далее в подобраином сечении балки следует проверить приведенные напряжения по формуле (15.11) и местную устойчивость стенки по формуле (15.18).

Для балок под краны особого режима работы с числом циклов нагружения $n > 2 \cdot 10^6$ необходимо также проверить прочность стенки по формулам (15.14) с учетом всех компонентов напряженного состояиия и выносливость стенки по СНиП II-23-81.

Глава 16. УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

При реконструкции промышленных предприятий возникает необходимость оценить состояние несущих и ограждающих конструкций, выявить возможность их эксплуатации, а в ряде случаев запроектировать усиление отдельных элементов или конструкций каркаса. Все работы при этом можно подразделить на три основных этапа:

обследование существующих конструкций, выявление резервов несущей способности каркаса и необходимости его усиления;

выбор способа усиления, расчет и конструирование усиленной конструкции;

производство работ по усилению конструкций.

§ 1. ОБСЛЕДОВАНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА

При изготовлении конструкций могут быть допущены некоторые отклонения от проекта (например, заменены профили некоторых элементов в связи с отсутствием запроектированного профиля на заводе). В связи с этим первой задачей обследования является составление обмерочных чертежей. При этом производится геодезическая съемка с определением основных горизонтальных (пролеты, шаги колонн в нескольких уровнях по высоте, расстояния между осями подкрановых балок и т. п.) и вертикальных (отметки верха фундаментов, столика для опирания подкрановых балок, низа ферм и т. п.) размеров. Замеряют размеры сечений всех элементов каркаса, составляют эскизы узлов и стыков конструкций. Для замеров используют металлические линейки, а для измерения толщин элементов — штангенциркули и толщиномеры различных конструкций. В некоторых случаях для определения толщины возникает необходимость высверливания отверстий (это делается на малонапряженных участках конструкции). Для определения катетов сварных швов используют шаблоны.

При выявлении несущей способности конструкции важно оценить качество материала, из которого выполнены ее элементы. Необходимо знать прочность, пластичность, склонность к хрупкому разрушению и свариваемость стали. Необходимо проводить химический анализ материала и механические испытания образцов.

Стружка для химического анализа отбирается сверлением на всю толщину проката в трех местах по длине элемента и тщательно перемешивается. Механические свойства выявляют испытаниями плоских стандартных образцов и образцов для испытания на ударную вязкость. Места вырезки образцов выбирают так, чтобы была обеспечена несущая способность элементов с учетом их ослабления. Сравнивая результаты химического анализа и механических испытаний с соответствующими техническими условиями на поставку стали, можно установить ее марку (или аналог по современным техническим условиям) и данные, необходимые для расчета (временное сопротивление, предел текучести и т. д.). Для оценки надежности существующих конструкций важно установить, из какой стали они выполнены (спокойной, полуспокойной, кипящей).

Свариваемость стали оценивается по ее химическому составу.

При обследовании уточняют нагрузки, передающиеся на каркас здания. Для определения нагрузки от собственного веса кровли в нескольких местах кровля вскрывается и определяются толщина и масса всех ее слоев. Опыт показывает, что фактическая нагрузка может значительно отличаться от той, которая была предусмотрена проектом. Уточняется масса мостовых кранов и другого подъемно-транспортного оборудования. Устанавливаются места подвески к конструкциям различных трубопроводов и подсчитываются нагрузки от них. Проверочный статический расчет поперечных рам и других конструкций проводится с учетом фактических выявленных при обследовании нагрузок и сечений элементов конструкций.

При изготовлении, монтаже, а также при эксплуатации здания в конструкциях появляются дефекты и повреждения, которые снижают несущую способность элементов и, следовательно, должны быть выявлены при обследовании.

Характерные повреждения колонн — это поражение коррозией нижней заглубленной части стержня колонны и механические повреждения

решетки и ветвей нижней части колонны из-за ударов по ним во время эксплуатации здания.

В фермах покрытия часто наблюдаются искривления стержней (особенно при большой их гибкости) и различные дефекты узлов. Например, в опорных узлах часто отсутствуют болты, крепящие фланцы к колонне, шайбы под гайками. Часто имеются дефекты сварных швов (неравномерность, непровары и т. п.). В некоторых производствах наблюдаются заметные поражения элементов ферм коррозией.

В подкрановых балках наиболее часто повреждаются поясные сварные швы и заклепки, крепящие стенку к верхнему поясу балки. Особенно часто эти повреждения возникают у опор балок и в местах стыков подкрановых рельсов. Трещины, возникающие в сварных швах, часто распространяются на околошовную зону и на основной металл.

Возможны дефекты и в других элементах каркаса: например, достаточно часто отсутствуют или заметно искривлены элементы связей.

Все дефекты и повреждения тщательно фиксируются и в дальнейшем учитываются при проверочном расчете. Например, искривленные стержни стропильных ферм рассчитываются как внецентренно сжатые элементы, а не как работающие на центральное сжатие.

Составленные при обследовании ведомости дефектов, выполненные поверочные расчеты (а в ряде случаев — и испытания конструкций) позволяют составить техническое заключение о состоянии конструкций каркаса и его несущей способности. При этом особое внимание обращается на выявление резервов несущей способности конструкций каркаса.

Резервы несущей способности конструкций каркаса могут быть выявлены (и реализованы) за счет:

более точного определения механических характеристик и химического состава сталей, из которых изготовлены конструкции обследованного каркаса. Это часто дает возможность повысить расчетное сопротивление по сравнению с тем, которое было принято при проектировании;

выявления элементов, площади сечений и моменты инерции которых увеличены при изготовлении по сравнению с принятыми при проектировании;

уточнение нагрузок от собственного веса конструкций (главным образом ограждений). При этом иногда бывает целесообразным рекомендовать замену тяжелой кровли легкой с целью уменьшения объема работ по усилению конструкций каркаса;

уточнения атмосферных нагрузок, которые при проектировании новых зданий принимаются без учета климата того малого района, в котором находится здание;

уточнения полезных технологических нагрузок на перекрытиях и площадках, которые при проектировании назначаются часто с запасом;

учета реальных условий эксплуатации мостовых кранов и нагрузок от них. Например, в некоторых цехах тележка крана не может (в связи с габаритами оборудования, размещенного в цехе) занимать крайнее положение (см. рис. 12.6, *в*) и нагрузка на колонны будет меньше, чем D_{max}. Не всегда точно при проектировании назначается и режим работы крана;

более точного расчета поперечных рам с учетом их действительной работы под нагрузкой (см. гл. 12, § 1). Наибольший эффект при этом дает уточнение (часто в результате испытаний каркаса) коэффициентов пространственной работы, которые при проектировании принимаются с некоторым запасом.

Выявленные таким путем резервы несущей способности позволяют снизить объем работ по усилению (а иногда и обойтись без усиления) конструкций каркаса. Это особенно важно в связи с тем, что производство работ по усилению в условиях действующего цеха связано с неко-

торыми нарушениями нормальной эксплуатации цеха и большими трудностями по соблюдению необходимых правил техники безопасности.

В техническом заключении приводятся также рекомендации по усилению отдельных элементов каркаса или всей конструкции в целом и ориентировочно выбираются способы увеличения несущей способности каркаса и усиления его элементов.

§ 2. СПОСОБЫ УВЕЛИЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА И УСИЛЕНИЯ ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

По условиям производства работ возможно усиление под нагрузкой с частичной разгрузкой и с частичным демонтажем конструкции. Наиболее выгодно (но не всегда возможно) усиление под нагрузкой, которое обеспечивает наименьшие трудности для производства, размещенного в здании.

Частичная разгрузка (и частный случай — освобождение конструкции от всей нагрузки, кроме собственного веса) необходима, когда во время усиления приходится временно ослабить элементы и соединения, воспринимающие большие усилия.

Частичный демонтаж необходим в тех случаях, когда часть элементов имеет настолько существенные повреждения, что их целесообразно заменить новыми. Эти элементы перед демонтажем должны быть полностью разгружены.

Способы разгрузки на время усиления зависят от конкретных условий производства, размещенного в здании, и достаточно разнообразны.

Простейший способ разгрузки стропильных ферм — это установка временных стоек, опирающихся на временные же фундаменты (рис. 16.1, *а*). Верх стоек снабжается домкратами или приспособлениями, позволяющими приподнять нижние узлы фермы. Стойки большой высоты получаются достаточно тяжелыми, и поэтому часто оказывается целесообразным использовать другие способы разгрузки: например, можно установить подмости на мостовом кране и с помощью домкратов передать на них нагрузку от ферм (рис. 16.1, *б*).

Разгрузка колонн возможна с помощью стоек, установленных внутри (рис. 16.1, *в*) или вне здания (рис. 16.1, *г*). При проектировании разгружающих элементов нужно учитывать, что опоры должны располагаться в узлах ферм, чтобы избежать изгиба элементов верхнего или нижнего пояса.

В подкрановых конструкциях усилия от собственного веса составляют незначительную часть суммарного усилия, и поэтому, ограничив движение мостовых кранов, можно производить усиление этих конструкций.

Возможность использования какого-либо способа разгрузки должна быть обоснована расчетом, так как при изменении условий опирания меняется распределение усилий в элементах.

По конструктивному признаку способы усиления можно подразделить на три вида: усиление с изменением статической схемы или мест передачи нагрузок; усиление с изменением сечения элементов и комбинированный метод, при котором изменяется статическая схема и увеличиваются сечения отдельных элементов.

При выборе способа изменения статической схемы каркаса или его элементов требуется тщательный анализ вариантов.

Например, достаточно эффективный способ усиления стропильных ферм шпренгелем (рис. 16.2, *а*) возможен только при большом расстоянии между габаритом крана и низом стропильных ферм. Если недостаточна несущая способность нижнего пояса ферм, можно использовать затяжки в уровне нижнего пояса, напрягаемые при усилении. При необходимости увеличения несущей способности верхнего пояса ферм часто целесообразно устройство дополнительной шпренгельной

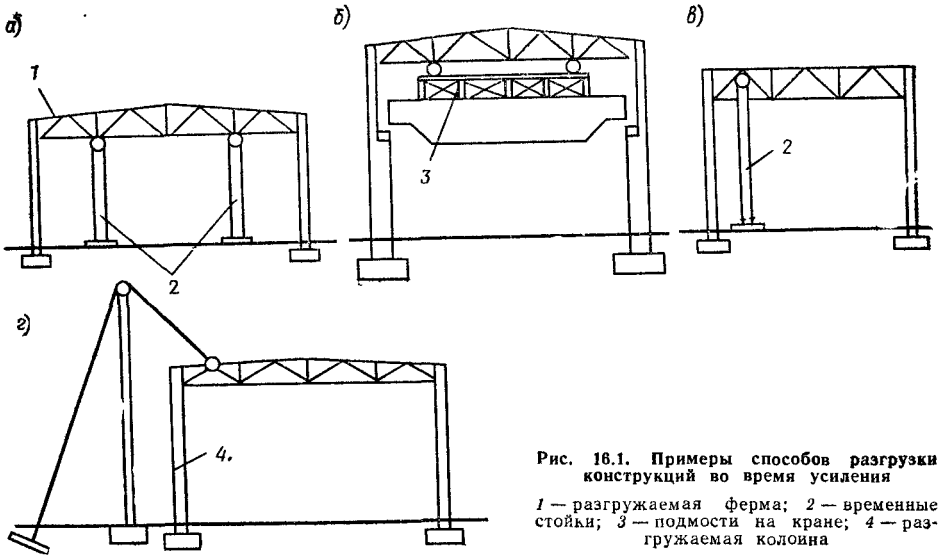


Рис. 16.1. Примеры способов разгрузки конструкций во время усиления

1 — разгружаемая ферма; *2* — временные стойки; *3* — подмости на кране; *4* — разгружаемая колонна

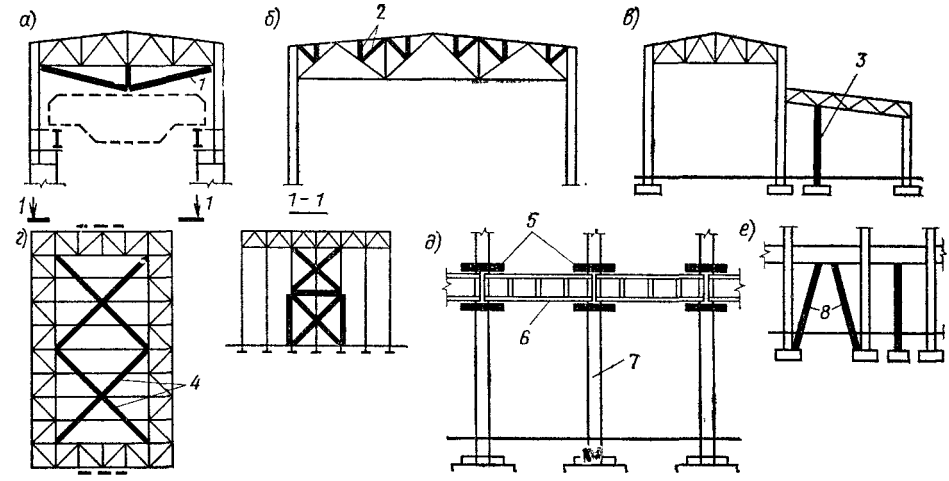


Рис. 16.2. Примеры изменения статической схемы конструкций при усилении

1 — шпренгель усиления; *2* — дополнительная шпренгельная решетка; *3* — дополнительная колонна; *4* — дополнительные элементы связей; *5* — дополнительные листы; *6* — подкрановая балка; *7* — колонна; *8* — подкосы усиления

решетки (рис. 16.2, *б*), уменьшающей расчетную длину стержней пояса в плоскости (одновременно уменьшаются и расчетные длины раскосов). При воздействии на фермы подвесного транспорта возможна установка вертикальных связей по всей длине цеха. Эти связи будут перераспределять нагрузку на несколько ферм.

При необходимости усиления колонн наиболее часто используются дополнительные стойки, воспринимающие часть нагрузки на колонну (например, по рис. 16.2, *в*). В коротких зданиях (60—90 м) целесообразна установка дополнительных связей по нижнему поясу ферм (рис. 16.2, *г*), которые создают в уровне нижнего пояса ферм жесткий диск, воспринимающий все горизонтальные реакции колонн в уровне нижнего пояса ферм и передающие их на конструкции торцового фахверка. Поперечные рамы в этом случае можно считать несмещаемыми ($\alpha_{пр}=0$), а конструкции фахверка должны быть усилены для восприятия реакций рам.

Увеличить несущую способность разрезных подкрановых балок можно установкой дополнительных элементов, воспринимающих опор-

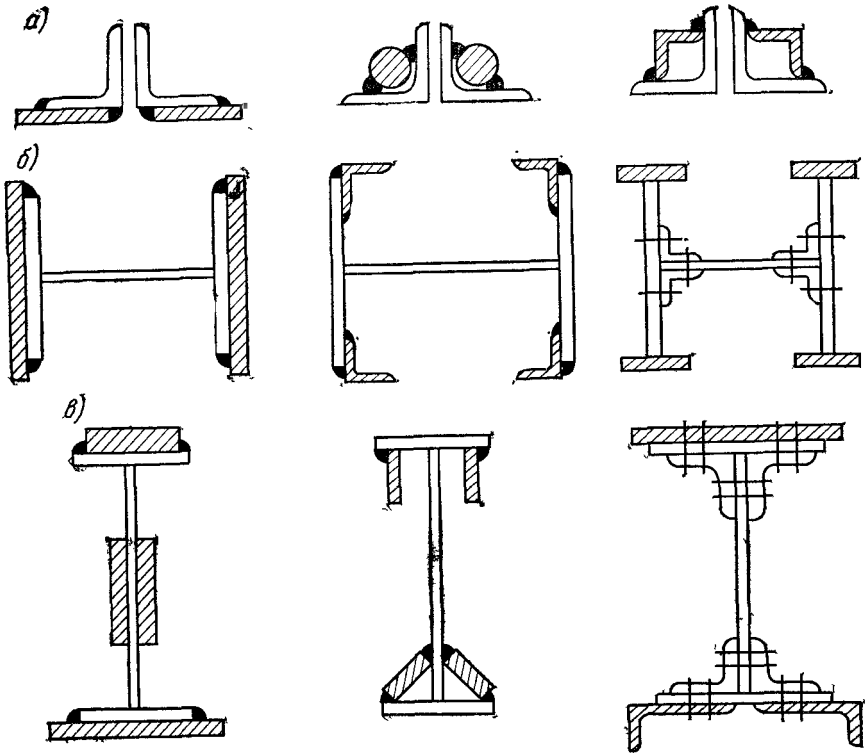


Рис. 16.3. Примеры изменения сечений элементов каркаса

ные моменты, т. е. превращая балки в неразрезные (рис. 16.2, *д*). Возможна и установка различных стоек (рис. 16.2, *е*), а также устройство шпренгелей.

При усилении путем изменения схемы широко используются все способы предварительного напряжения и регулирования усилий, применяемые для металлических конструкций.

Сечения стержней ферм из парных уголков можно изменить, приваривая к ним листы, уголки, круглую сталь (рис. 16.3, *а*). При изменении площади меняется и радиус инерции. Например, усиление с помощью круглой стали, удобное даже при значительно искривленных стержнях, приводит к уменьшению радиуса инерции сечения и в связи с этим для сжатых стержней оказывается нецелесообразным. Листы, уголки, круглая сталь усиления прикрепляются в узлах фермы (с расчетом прикрепления «по площади») и к усиливаемому стержню. В проекте усиления указывается последовательность сварки. Например, в сжатых элементах сначала элементы усиления привариваются в узлах, а потом — к уголкам стержня фермы. В этом случае усадочные напряжения от сварки способствуют передаче на элемент усиления части сжимающего усилия, которое воспринимается усиливаемым стержнем. Усиление узловых соединений возможно наплавкой сварного шва (т. е. увеличением катета), увеличением длины шва (например, приваркой торцов уголков к фасонке), установкой высокопрочных болтов (в клепаных фермах).

Сечения колонн можно увеличить при помощи листов, уголков, швеллеров (рис. 16.3, *б*), приваренных к стержню колонны. В клепаных колоннах это возможно, если сталь усиливаемой конструкции достаточно хорошо сваривается. Для крепления дополнительных элементов часто используются высокопрочные болты.

Подкрановые балки усиливаются приваркой к верхней и нижней полкам (рис. 16.3, *в*) вертикальных или наклонных листов. При этом

размеры листов выбираются так, чтобы избежать потолочной или полупотолочной сварки. При недостаточной местной устойчивости стенки наиболее часто устраиваются дополнительные ребра жесткости. Клепаные подкрановые балки усиливаются с помощью листов, уголков, приваренных или прикрепленных высокопрочными болтами к полкам балки.

§ 3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА ПРИ УСИЛЕНИИ

Расчет элементов каркаса при реконструкции рекомендуется проводить с учетом таких особенностей действительной работы, которые не учитываются при расчете новых конструкций (например, поворота фундаментов, более точного учета пространственной работы и т. п.), а необходимые данные для таких расчетов определяются в результате испытаний эксплуатируемой конструкции. Это часто позволяет резко уменьшить объем весьма трудоемких работ по усилению конструкций и их элементов.

Расчет конструкций при изменении статической схемы проводится по стадиям усиления и работы под нагрузкой.

Элементы конструкций и их соединения, площадь которых увеличивается при полной разгрузке (кроме, естественно, нагрузки от собственного веса конструкции) приваркой усиливающих элементов, рассчитываются на все виды напряженного состояния по формулам для неусиленных элементов и сварных швов.

При усилении разгруженных элементов в клепаных конструкциях с присоединением добавленного металла заклепками или болтами учитывается, что старые заклепки обмялись и поэтому усиливающие листы не полностью включаются в работу. Для того чтобы в предельном состоянии при статической нагрузке напряжения в старом и добавленном металле выравнялись, нужно присоединение нового металла в узлах рассчитывать на усилие, превышающее его несущую способность $\gamma A_{нт} R$ на 25 %.

В растянутых элементах, усиливаемых под нагрузкой с помощью сварки, напряжения (при статической нагрузке) в предельном состоянии выравниваются. Поэтому они рассчитываются с учетом полной площади сечения после усиления как новые. При динамической и вибрационной нагрузках такие стержни рекомендуется проверять по краевой текучести старого сечения, т. е. по формуле

$$(N - N_0)/A_{нт} + N_0/A_{нто} \leqslant \gamma R, \qquad (16.1)$$

где N — расчетная продольная сила; N_0 — продольная сила в стержне во время усиления; $A_{нт}$ — площадь сечения нетто после усиления; $A_{нто}$ — то же, до усиления (с учетом дефектов, выявленных при обследовании).

Усиление сжатого стержня под нагрузкой возможно при условных напряжениях $N_0/(\varphi A)$ в нем на 20—30 % меньших расчетного сопротивления стали. Проверка устойчивости и прочности сжатых, внецентренно сжатых и сжатоизогнутых элементов проводится по формулам для неусиленных элементов с учетом новых геометрических характеристик и фактических эксцентриситетов. Последние определяются как сумма начального эксцентриситета (по результатам обследования), смещения центра тяжести и усадочных сварочных деформаций.

Усиленные изгибаемые элементы рекомендуется проверять с учетом геометрических характеристик после усиления по краевой текучести, т. е. по формулам без учета пластической работы.

При наплавке сварного шва в элементах, усиливаемых под нагрузкой, часть существующего шва расплавляется и не воспринимает усилие. Наибольшее ослабление существующего шва будет тогда, когда зона термического влияния всей своей длиной войдет на сварной шов. В дальнейшем несущая способность сварного шва будет возрастать.

В связи с этим на стадии усиления расчет сварных угловых швов проводится по формулам:

$$\left.\begin{aligned} N_0/\beta_{ш}\, k_{ш}\,(l_{ш}-a) &\leqslant R^{св}_{у.ш}\,\gamma^{св}_{у.ш}\,\gamma; \\ N_0/\beta_{с}\, k_{ш}\,(l_{ш}-a) &\leqslant R^{св}_{у\,с}\,\gamma^{св}_{у.с}\,\gamma, \end{aligned}\right\} \qquad (16.2)$$

где N_0 — усилие, передающееся на один шов во время усиления; a — длина зоны термического влияния (при увеличении катета шва с 6 до 8 мм — 30 мм, с 10 до 12 мм — 50 мм).

Несущая способность сварного шва, усиленного под нагрузкой наплавкой катета, ниже, чем сварного шва той же площади, но выполненного без нагрузки. Поэтому при расчете таких усиленных швов на полное расчетное усилие вводится коэффициент условий работы, равный 0,9.

Сварные швы, усиленные под нагрузкой путем увеличения длины, рассчитываются как новые с учетом полной длины после усиления.

Расчет высокопрочных болтов, достаточно часто используемых при усилении, не отличается от расчета в неусиленных конструкциях.

Раздел третий. КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Глава 17. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ПОКРЫТИЯ С ПЛОСКИМИ НЕСУЩИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

§ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ПОКРЫТИЙ

Большие пролеты, перекрываемые металлическими конструкциями, применяются в зданиях общественного и специального назначения и производственных зданиях.

Здания общественного назначения — театры, выставочные павильоны, концертные и спортивные залы, крытые стадионы, рынки, вокзалы и т. п. — имеют большие пролеты, обусловленные как эксплуатационными, так и архитектурными требованиями.

Здания специального назначения — ангары, гаражи, троллейбусные парки и т. п. — проектируют без внутренних колонн, исходя из удобства размещения и эвакуации машин или других технологических требований.

В промышленном строительстве большие пролеты встречаются в сборочных цехах самолетостроительных, судостроительных и машиностроительных заводов, в экспериментально-лабораторных корпусах различных производств, где они обусловлены или крупными габаритами собираемых машин (судов, самолетов), или требованиями технологического процесса.

Системы, перекрывающие большие пролеты, проектируют, как правило, однопролетными, что вытекает из основного эксплуатационного требования — отсутствия промежуточных опор.

Различия в назначении большепролетных сооружений, условиях их эксплуатации и предъявляемых к ним архитектурных требованиях определяют применение весьма разнообразных конструктивных решений — балочных, рамных, арочных, пространственных и висячих — вантовых. Балочные (рис. 17.1) и рамные (рис. 17.2) системы чаще используются в большепролетных перекрытиях зданий с прямоугольным планом. Арочные системы имеют преимущества в архитектурном отношении: они экономичны при пролетах 80 м и более (рис. 17.3). Наиболее экономичны по затрате металла пространственные системы в виде сетчатых или сплошных оболочек и складок, плоских структурных конструкций, куполов или шатров — при круглом или многоугольном плане здания (см. гл. 18).

Конструкции висячих систем (см. гл. 19), в которых основными несущими элементами являются ванты из высокопрочных материалов, работающих на растяжение (стальные канаты, пучки высокопрочной проволоки и т. п.), получаются наиболее легкими, что является их существенным преимуществом. Они просты в изготовлении и монтаже.

В основном большепролетные перекрытия имеют прямоугольное очертание в плане. Однако здания общественного назначения — театры, концертные и спортивные залы, выставочные павильоны — могут иметь также прямоугольную, круглую или овальную форму. Отступление от обычной прямоугольной планировки (кроме круга) усложняет компоновку конструкций перекрытия и затрудняет применение типовых конструктивных элементов. Сооружения с большими пролетами (за редким исключением) не являются объектами массового строительства;

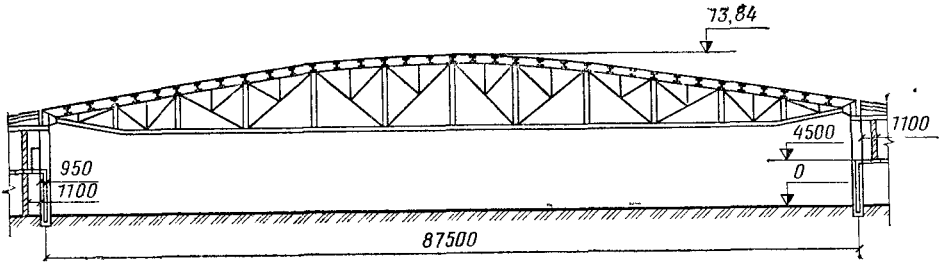


Рис. 17 1. Балочная конструкция покрытия ангара. Поперечный разрез

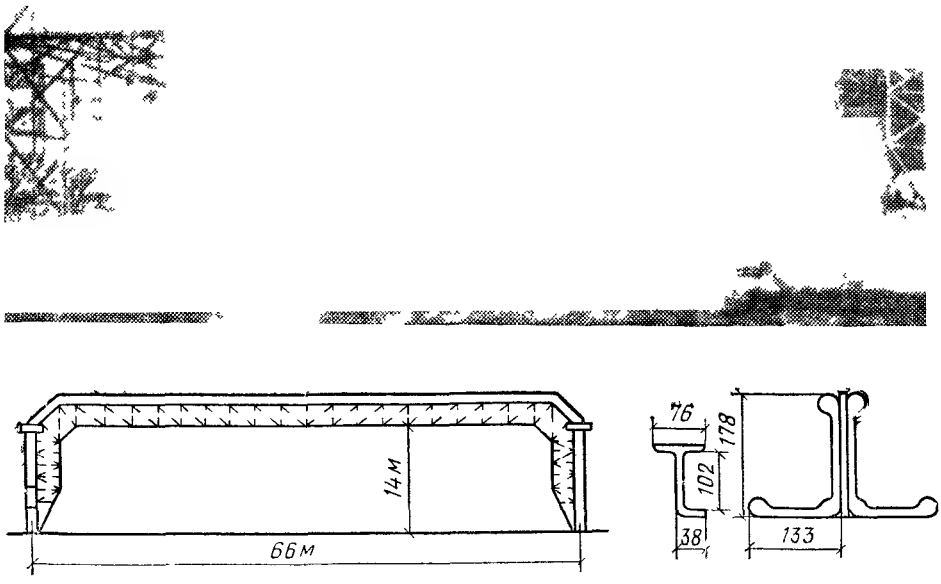


Рис 17 2 Рамная конструкция покрытия ангара из алюминиевого сплава
общий вид в процессе монтажа (вверху) поперечная рама (внизу слева), типы сечений (внизу справа)

их архитектурные и конструктивные решения весьма индивидуальны, что также ограничивает возможности типизации и унификации конструкций. Однако типовые решения для отдельных конструктивных элементов этих покрытий (прогонов, переплетов, кровельных плит и т. п.) следует применять в возможно большем объеме. Поэтому весьма целесообразно назначать основные компоновочные размеры сооружения (шаг рам, ферм, арок, расстояния между прогонами и т. п.) с учетом Единой модульной системы (см. гл. 10).

Большепролетные конструкции работают в основном на нагрузку от собственного веса, поэтому уменьшение собственного веса конструкции является главной задачей инженера. С этой точки зрения рационально применять в большепролетных конструкциях стали повышенной прочности или легкие алюминиевые сплавы. Малая плотность алюминиевых сплавов при большой прочности делает их весьма перспективными материалами для несущих конструкций большепролетных зданий Примером большепролетной рамной конструкции, выполненной из алюминиевого сплава типа «авиаль», является ангар в Хатфильде (Англия) размером 66×100 м и высотой в свету 14 м (см. рис 17.2). Несущими

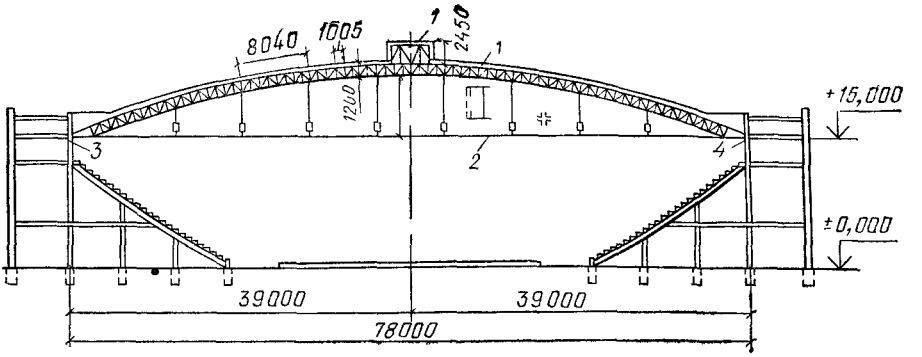


Рис 17 3 Арочные покрытия Дворца спорта в Лужниках (вверху) и павильона на ВДНХ (внизу) в Москве

1 — аэрационный фонарь *2* — затяжка *3* — неподвижная опора, *4* — подвижная опора

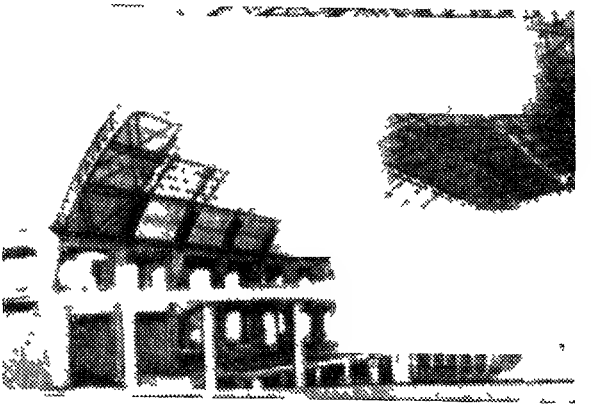
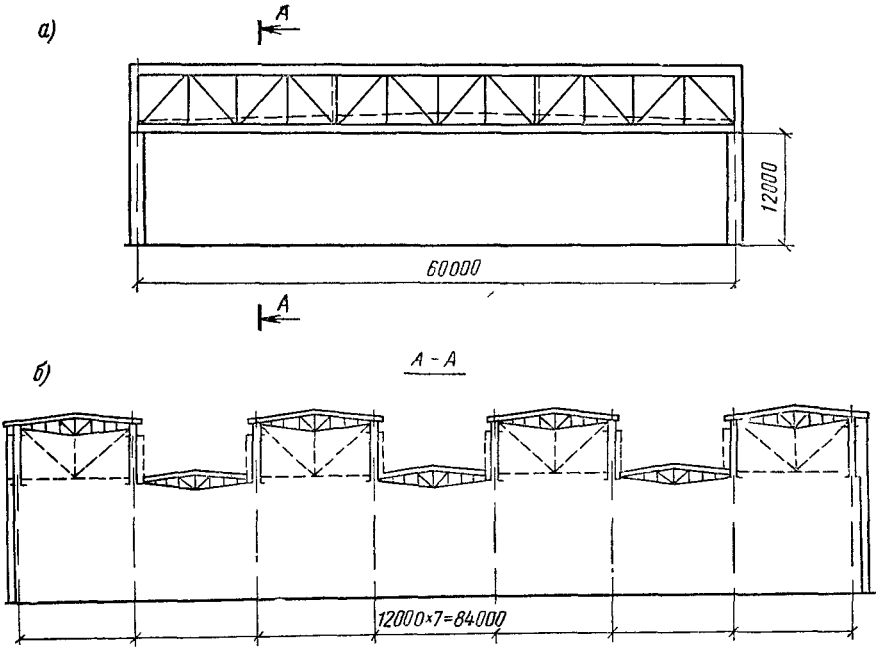


Рис 17 4 Покрытие производственного здания с поперечным расположением фонарей

а — поперечный разрез, *б* — продольный разрез



конструкциями этого ангара являются двухшарнирные рамы, расположенные с шагом 9,5 м, клепаные, с монтажными соединениями на стальных оцинкованных болтах. Для элементов рам использованы специальные прессованные профили

Большой собственный вес большепролетных конструкций стимулирует также применение предварительно напряженных несущих конст-

рукций и вантовых систем, в которых весьма эффективно используются высокопрочная проволока, канаты и т. п.

Особенно эффективно с точки зрения экономии стали применение в большепролетных покрытиях облегченных кровельных конструкций и материалов. В качестве несущего настила кровли следует применять стальной профилированный настил, армоцементные, армопенобетонные и армопеносиликатные плиты, а в качестве утеплителей — минеральную вату, оргалит и другие эффективные материалы. Весьма легкими, индустриальными в изготовлении и монтаже являются стальные или алюминиевые кровельные панели пролетом 6 и 12 м, в которых можно эффективно использовать предварительное напряжение. Широкое применение могут получить различные пластмассы. Легкими, долговечными и дешевыми в эксплуатации получаются кровельные настилы из алюминиевых сплавов. Кровли большепролетных производственных зданий часто устраивают теплыми. Это дает возможность принимать для них небольшие уклоны, что весьма упрощает несущую конструкцию. По технологическим соображениям в зданиях с большими пролетами иногда требуется верхнее освещение. Наиболее удобным в конструктивном отношении является поперечное расположение фонарей, при котором несущие и фонарные конструкции могут быть объединены в единую несущую систему покрытия (рис. 17.4).

Существенной конструктивной особенностью ангаров является наличие больших, на всю длину фасадной стены, ворот для пропуска самолетов. Для прикрепления и открывания таких ворот требуются специальные устройства. Это оказывает существенное влияние на конструктивное решение покрытия ангаров.

§ 2. БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Балочные большепролетные конструкции применяют в случаях, когда опоры не могут воспринять распорных усилий, — при опирании на стены, каменные или железобетонные колонны и т. п. Балочные системы при больших пролетах тяжелее рамных или арочных, но проще в изготовлении и монтаже. Балочные системы применяются преимущественно в общественных зданиях — театрах, концертных залах, спортивных сооружениях. Основными несущими элементами балочных систем, применяемых при пролетах 50—70 м и выше, как правило, являются фермы; сплошные балки при больших пролетах невыгодны по затрате металла.

Очертание большепролетных ферм и схема решетки определяются пролетом, типом кровли и конструкцией подвесного потолка, который обычно устраивают в общественных зданиях. Фермы (см. рис. 17.1) больших пролетов (более 40—50 м) при оптимальном по весу отношении между высотой фермы и пролетом ($^1/_6$—$^1/_8$) получаются негабаритными по условиям транспортирования ($h>3{,}85$ м); в то же время наличие кровли и подвесного потолка вызывает необходимость иметь небольшие панели (2—3 м) как по верхнему, так и по нижнему поясу ферм. Оба эти обстоятельства приводят к небходимости устройства сложной шпренгельной решетки, а также к применению сплошных или решетчатых арок с затяжкой.

Хорошую основу для устройства большепролетных балочных систем дают трехгранные фермы с предварительным напряжением, удобные в изготовлении, транспортировании и монтаже (рис. 17.5). Включение в совместную работу на сжатие железобетонной плиты, уложенной по верхним поясам фермы, использование трубчатых стержней и предварительного напряжения делают такие системы весьма экономичными по затрате металла. Между фермами в зависимости от размеров пролета и эксплуатационных требований можно размещать промежуточные конструкции как глухие (рис. 17.5, *б*), так и с остеклением (рис. 17.5, *в*, *г*).

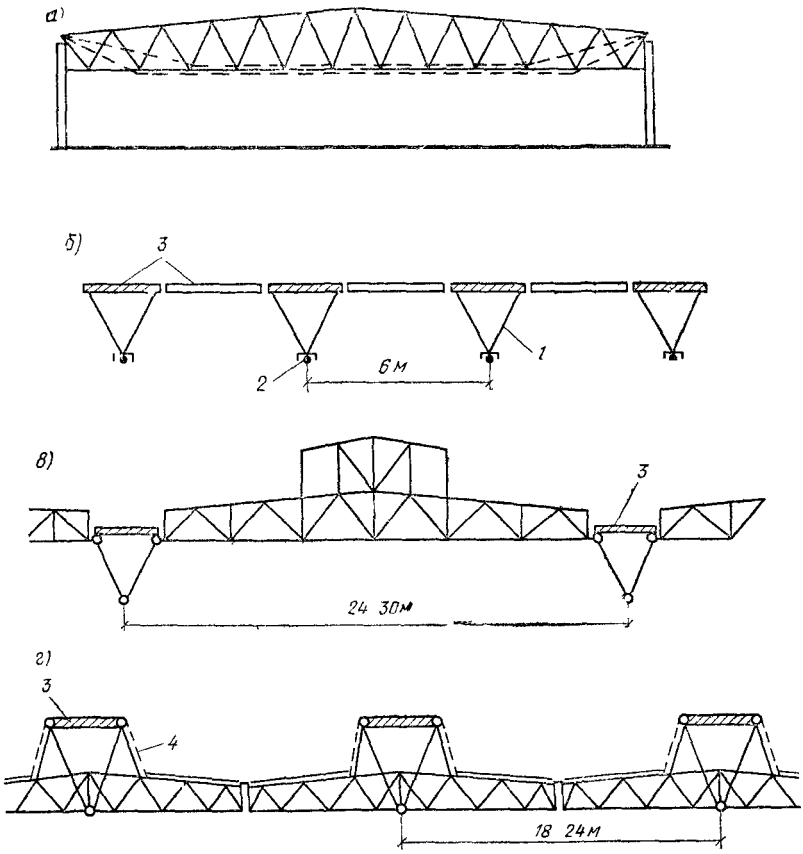


Рис 17 5 Покрытие с трехгранными балочными фермами

а — поперечный разрез *б—г* — продольные разрезы (вари нты) *1* — трехгранная ферма *2* — затяжки, *3* — железобетонные кровельные плиты, *4* — остекление

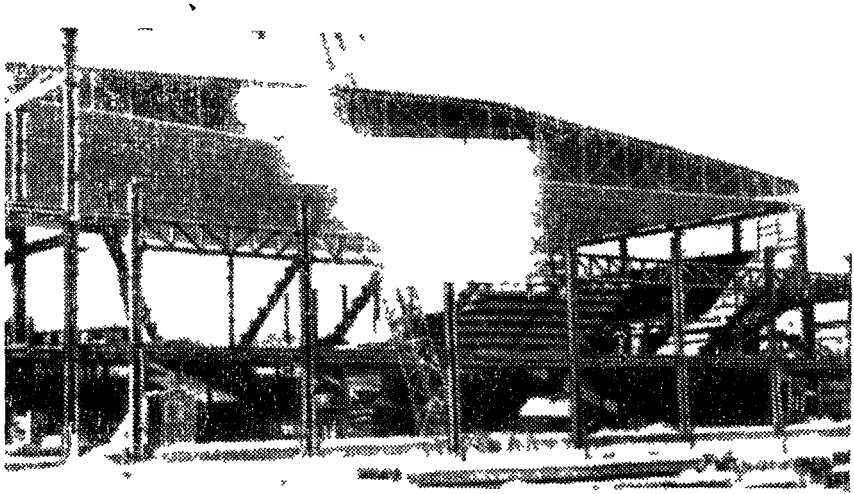


Рис 17 6 Объемно-блочная конструкция покрытия в процессе монтажа

При пролетах более 35—40 м необходимо одну из опор балочной конструкции устраивать подвижной, чтобы исключить возможность передачи на стены распорных усилий, возникающих в результате упругих деформаций нижнего пояса ферм

Подвесной потолок обычно немного опускают относительно нижнего пояса ферм, с тем чтобы фермы были полностью доступны для осмотра и окраски.

Рациональной системой для пролетов 50—100 м является объемно-блочная предварительно напряженная конструкция[1], в которой несущая конструкция совмещена с ограждающей. Конструкция состоит из объемных блоков, включающих две вертикальные фермы, расставленные на расстоянии в осях 3—4 м и соединенные по верхним и нижним поясам стальными листами толщиной 10—16 мм (рис. 17.6). Блоки полного пролета собираются из отдельных отправочных блоков длиной 10—12 м. Стальные листы включаются в расчетные сечения верхнего и нижнего поясов ферм. Чтобы тонкий верхний лист мог работать на сжатие, в нем создается предварительное растягивающее напряжение, которое несколько больше сжимающего напряжения от нагрузки.

Предварительное напряжение создается при сборке плоского щита верхнего пояса блока, состоящего из верхних поясов ферм, соединенных распорками, связями и листом [1]. Каркас щита при сборке выгибается в сторону листа на расчетную величину, затем к нему привариваются лист. При установке щита в пространственный блок щит с листом выпрямляют, и лист получает растягивающее напряжение. Верхний стальной лист поддерживает кровлю, нижний — подвесной потолок. Нижние пояса и решетки вертикальных ферм блока запроектированы из одиночных уголков. Монтажный укрупненный блок, состоящий из четырех объемных блоков полного пролета (шириной 12 м), двумя кранами устанавливают на опоры (рис. 17.6). Между опорами объемные блоки поддерживаются подстропильными фермами.

§ 3. РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. Системы и типы рам

При перекрытии больших пролетов применяют двухшарнирные и бесшарнирные рамы. Бесшарнирные рамы более жестки, экономичнее по расходу металла и удобнее в монтаже, однако они требуют мощных фундаментов с плотными основаниями для них и более чувствительны к температурным воздействиям. Высота ригеля рамы может быть принята меньше высоты стропильной фермы; в ряде случаев это может оказаться существенным при больших пролетах. Так, в гаражах и павильонах уменьшение высоты ригеля приводит к снижению высоты стен, сокращает объем помещения и, следовательно, удешевляет эксплуатацию здания.

Рамные системы в перекрытиях больших пролетов могут иметь разнообразные очертания. В гаражах и ангарах рамы имеют небольшую высоту по сравнению с размером пролета. В павильонах и некоторых промышленных зданиях рамы обычно имеют значительную высоту.

В большепролетных перекрытиях применяются как сплошные, так и сквозные рамы. Сплошные рамы применяются сравнительно редко и лишь при относительно небольших пролетах (l=50...60 м); их преимущества — меньшая трудоемкость, транспортабельность и возможность уменьшения высоты помещения.

Сплошные рамы часто проектируют двухшарнирными. Чтобы облегчить конструкцию опор, можно для восприятия распора рамы устраивать затяжку, расположенную на уровне опорных шарниров, ниже уровня пола (рис. 17.7). Натяжением затяжки можно дополнительно разгрузить ригель рамы. Высота ригеля сплошной рамы принимается равной $^1/_{30}$—$^1/_{40}$ пролета. Такая небольшая высота возможна благодаря разгружающему влиянию опорных моментов рамы.

Сквозные рамы с мощным ригелем и стойками небольшой высоты (рис. 17.8) распространены в ангаростроении, где они проектируются пролетами до 100—120 м. Сквозные рамы могут быть двухшарнирными — с шарнирами в местах сопряжений ригеля со стойками (рис.

[1] Разработана в институте ЦНИИПроектстальконструкция.

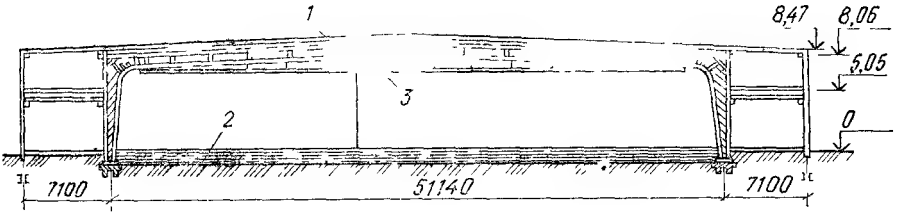


Рис 17.7 Двухшарнирная сплошная рама с затяжкой

1 — ригель, *2* — затяжка, *3* — монорельс

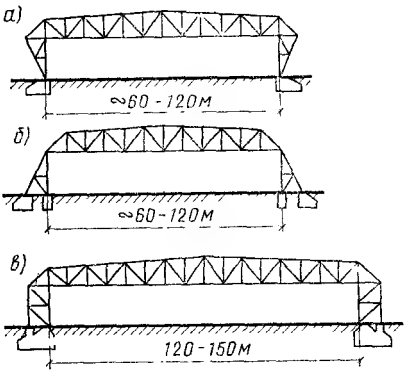


Рис. 17.8. Системы сквозных рам

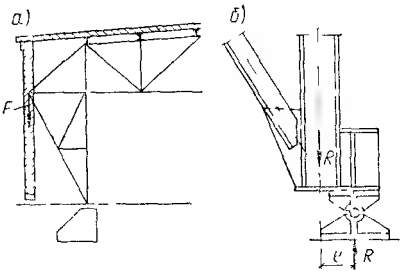


Рис 17.9 Конструктивные приемы для разгрузки ригеля рамы

а — подвеска стены к консоли, *б* — смещение опорных шарниров

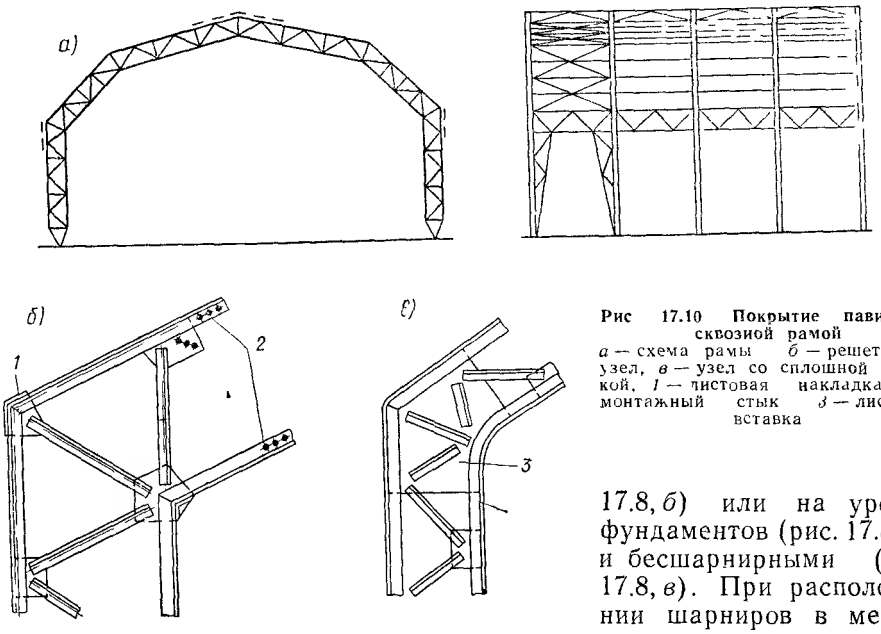


Рис 17.10 Покрытие павильона сквозной рамой

а — схема рамы *б* — решетчатый узел, *в* — узел со сплошной вставкой, *1* — листовая накладка, *2* — монтажный стык *3* — листовая вставка

17.8, *б*) или на уровне фундаментов (рис. 17.8, *а*) и бесшарнирными (рис 17.8, *в*). При расположении шарниров в местах сопряжения ригеля со стойками значительно упрощается монтаж конструкций, но зато более мощными получаются фундаменты и отсутствуют разгружающие ригель опорные моменты. Бесшарнирные рамы (см. рис. 17.8, *в*) применяют при пролетах 120—150 м, когда уменьшение изгибающего момента в ригеле особенно необходимо. Ширина стоек сквозной рамы принимается равной длине панели ригеля (5—7 м). Погонная жесткость стоек при такой ширине и сравнительно небольшой высоте значительно больше погонной жесткости ригеля, благодаря чему разгружающее влияние опорных моментов оказывается весьма значительным.

Отношение высоты ригеля к пролету решетчатой рамы в целях наименьшего веса конструкции принимается в пределах $^1/_{12}$—$^1/_{20}$. Но и при такой высоте ригель все же получается негабаритным по условиям транспортирования, и его приходится перевозить россыпью. Уменьшить изгибающий момент в ригеле рамы, а следовательно, и высоту ригеля можно передачей веса стены или покрытия пристроек, примыкающих к главному пролету, на внешний узел стойки рамы (рис. 17.9, *а*) или смещением в двухшарнирной раме опорных шарниров с оси стойки внутрь помещения (рис. 17.9, *б*). В этом случае вертикальные опорные реакции создают дополнительные моменты, разгружающие ригель. Возможна также подтяжка ригеля тросами или предварительное напряжение ригеля затяжкой. Ригель решетчатой рамы может быть трапецеидального очертания (см. рис. 17.8) и с параллельными поясами. Схема рамы с параллельными поясами применяется в случаях, когда надворотная рама поддерживает стропильные фермы. Скат для отвода воды в этом случае образуется уклоном стропильных ферм (см. рис. 17.24). При больших пролетах и нагрузках ригели решетчатых рам конструируют как тяжелые фермы; при сравнительно малых пролетах (40—50 м) они могут иметь такие же сечения и узлы, как и легкие фермы.

В выставочных павильонах, крытых рынках и вокзалах при высоте рам 15—20 м и при пролетах 40—50 м можно применять сквозные рамы с ломаным ригелем (рис. 17.10). Рамы такого очертания обычно имеют одинаковую высоту сечений ригеля и стоек ($^1/_{15}$—$^1/_{25}$ пролета).

Усилия от вертикальных нагрузок в таких рамах невелики, но зато существенное значение имеет боковое давление ветра. Конструируют такие рамы по типу легких ферм. Раму разбивают на габаритные отправочные элементы с минимальным числом сопряжений на монтаже.

2. Особенности расчета и конструирования

Чтобы упростить статический расчет, сквозные легкие рамы можно приводить к эквивалентным им сплошным рамам. Мощные сквозные рамы (типа тяжелых ферм) рассчитывают как решетчатые системы с учетом деформаций всех стержней решетки. Прогиб большепролетных рам определяется только от временной нагрузки; прогиб от постоянной нагрузки компенсируется соответствующим строительным подъемом. При пролетах более 50 м и невысоких жестких стойках (опорах) необходимо рассчитывать рамы на температурные воздействия. Ригели и стойки сплошных рам проектируют сварными двутаврового сечения; их несущую способность проверяют по формулам для внецентренно сжатых стержней (см. гл. 3, § 5). В двухшарнирных рамах можно делать стойки переменного по высоте сечения (см. рис. 17.7), что увеличивает полезную площадь помещения, облегчает конструкцию и придает ей лучший внешний вид, хотя и несколько усложняет изготовление.

Внутренний угол рамного узла сопряжения ригеля со стойкой во избежание концентрации напряжений в месте перегиба должен быть очерчен по плавной кривой (рис. 17.11). В узле возникает сложное напряженное состояние от действия момента и нормальной силы. Напряжения в узле можно определить по формулам для кривого бруса.

Нормальные напряжения, действующие в сечениях, перпендикулярных кривой закругления,

$$\sigma_t = N/A + M/Ar + (M/Z)\, yr/(r+y); \qquad (17.1)$$

нормальные радиальные напряжения

$$\sigma_r = \int_0^u \frac{\sigma_t}{r}\, du, \qquad (17.2)$$

где r — радиус закругления; $Z = \int_A \frac{ry^2}{r+y}\, dA$ — функция, заменяющая момент инерции в криволинейном брусе; y — расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой точки, u — расстояние до рассматриваемой фибры от внутренней кромки узла.

Радиальные напряжения, распределенные по ширине поясного листа, вызывают его изгиб (см. рис 17,11, *в*). Изгибающий момент в месте прикрепления поясного листа к стенке (на 1 см)

$$M = \sigma_t\, b^2/8 = (\sigma_t/r)\,(t_п\, b^2/8)$$

и напряжения:

нормальные

$$\sigma_r = 6M/t_п^2 = (3\sigma_t/4r)\,(b^2/t_п); \qquad (17\ 3)$$

касательные

$$\tau = 1{,}5\sigma_t\left(\frac{b}{2r}\right). \qquad (17.3a)$$

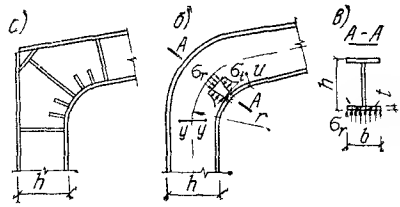


Рис. 17.11. Конструкция и напряженное состояние узла сплошной рамы

а — конструкция узла, *б* — напряженное состояние; *в* — изгиб полки двутавра

Таким образом, наибольшие напряжения возникают в месте сопряжения пояса со стенкой, где прочность сечения проверяется по формуле приведенного напряжения

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_t\sigma_r + 3\tau} \leqslant 1{,}15R\gamma_c.$$

Чтобы стенка пояса не теряла устойчивости, в сжатой внутренней зоне ее ставят дополнительные короткие ребра жесткости (рис. 17.11, *а*).

Сквозные рамы больших пролетов с усилиями в стержнях от 2000 кН и более проектируют по типу тяжелых ферм (см. гл. 9).

Опорные шарниры в рамах при реакциях больше 2500—3000 кН проектируют балансирными (см. рис. 17.19, *в*); при меньших реакциях они могут быть плиточными (см. рис. 17.19, *а*). Конструкция и расчет шарниров рассмотрены в следующем параграфе.

В легких сквозных рамах узел сопряжения ригеля со стойкой (см. рис. 17.10, *б*, *в*) является наиболее ответственным местом, поэтому целесообразно, чтобы он был полностью выполнен на заводе. Пояса обычно обрезают «на ус» и сваривают стыковыми швами (см. рис. 17.10, *б*) с дополнительным усилением гнутыми листовыми накладками. Весьма часто в опорных узлах сквозной рамы из-за возникающих здесь больших усилий делают листовую вставку, которая должна быть укреплена ребрами жесткости, располагающимися по направлению сжимающих усилий (см. рис. 17.10, *в*).

§ 4. АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. Системы и типы арок

Арки в качестве основных несущих элементов покрытия применяют в павильонах, крытых рынках, спортивных залах, ангарах и т. п. По затрате металла арки оказываются значительно более выгодными, чем балочные или рамные системы.

Системы и очертания арок могут быть весьма разнообразными (рис. 17.12). Самыми распространенными являются двухшарнирные арки. К достоинствам этих арок помимо экономичности относится простота монтажа и изготовления.

Двухшарнирные арки могут легко деформироваться вследствие свободного поворота в шарнирах, и благодаря этому существенного увеличения напряжений от температурных воздействий и осадок опор в них не возникает.

Трехшарнирные арки не имеют преимуществ по сравнению с двухшарнирными, так как их статическая определимость при достаточной деформативности арочных конструкций существенного значения не имеет. Наличие же ключевого шарнира осложняет конструкцию самих арок и устройство кровельного покрытия.

Бесшарнирные арки имеют наиболее благоприятное распределение изгибающих моментов по пролету и поэтому оказываются самыми легкими, однако они требуют устройства более мощных опор, и их приходится рассчитывать на температурные воздействия.

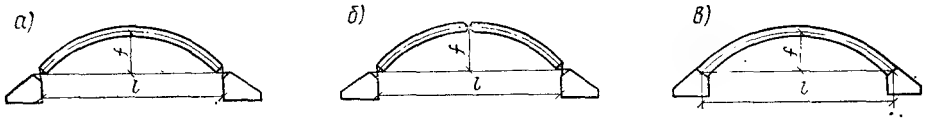


Рис. 17.12. Системы арок

а — двухшарнирная; *б* — трехшарнирная; *в* — бесшарнирная

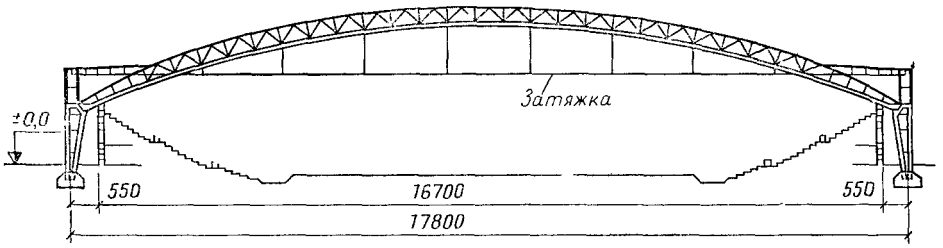


Рис. 17.13. Арка с приподнятой затяжкой

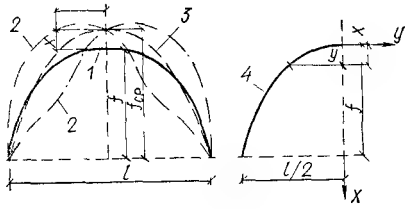


Рис. 17.14. К выбору очертания высокой арки

1 — исходная кривая; *2* — кривые давления от действия ветра; *3* — средняя кривая; *4* — окончательная кривая оси арки

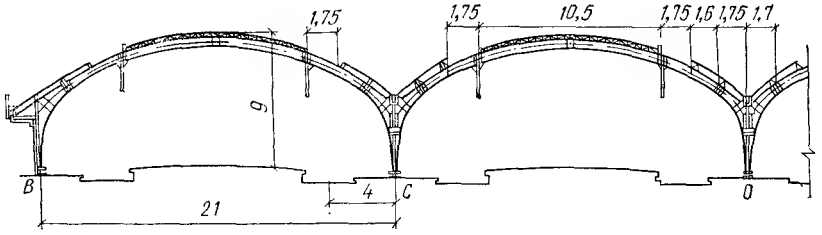


Рис. 17.15. Многопролетная арка перекрытия вокзальных перронов

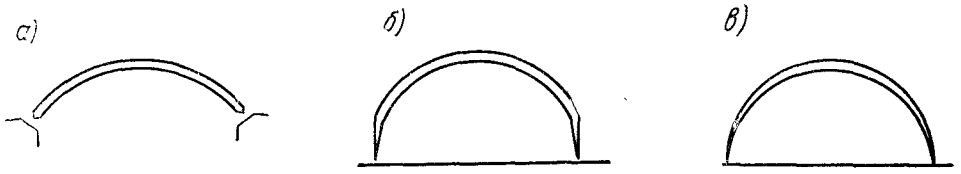


Рис. 17.16. Очертания поясов арок

При слабых грунтах может оказаться целесообразным, чтобы распор арки воспринимался затяжкой, располагаемой ниже уровня пола. При наличии затяжки опоры воспринимают в основном вертикальные нагрузки и потому получаются более легкими.

В крытых стадионах и павильонах, а также в ангарах-мастерских опорами арок часто служат стены зданий (см. рис. 17.,3 *б*), трибуны и т. п. При отсутствии поперечных стен или трибун для восприятия распора требуется устройство контрфорсов.

При опирании арок на стены распор может также воспринять затяжка, расположенная на уровне опорных шарниров арок (см. рис. 13.3, *а*). Затяжка может одновременно использоваться для устройства

подвесного потолка и для создания предварительного напряжения в арках.

Чтобы увеличить полезную высоту помещения, не увеличивая высоты здания, иногда затяжку располагают выше линии опорных шарниров арки (рис. 17.13).

Очертание арок выбирается близким к линии давления. При преимущественном значении симметричной, равномерно распределенной по хорде арки нагрузки (в пологих арках) наиболее выгодным является очертание арки по квадратной параболе.

Параболу часто заменяют дугой окружности, что в пологих арках не приводит к существенному изменению усилий, зато при этом значительно упрощается изготовление и проектирование арок, так как при постоянной кривизне дуги достигается наибольшая стандартизация конструктивных элементов и узлов арки.

Для высоких арок с большим собственным весом целесообразно принимать очертание по цепной линии (катеноиду). В высоких арках значительные усилия вызывает ветровая нагрузка, которая может действовать с обеих сторон и давать две резко расходящиеся линии давления. В этом случае очертание арки целесообразно принимать посередине между двумя крайними линиями давления (рис. 17.14).

При опирании арок на уровне земли размещение стенового заполнения по криволинейной поверхности арок конструктивно неудобно, затрудняется устройство проемов и здание получает некрасивый внешний вид. Кроме того, помещение под арками около опор не может быть полностью использовано из-за недостаточной его высоты. Поэтому в павильонах, крытых рынках и вокзальных перекрытиях арки часто проектируют с вертикальным участком над опорами (см. рис. 1.6; рис. 17.15). Такие арки по очертанию и характеру работы приближаются к рамным системам. По затрате материала они менее выгодны из-за значительных изгибающих моментов в углах.

В многопролетных арках (см. рис. 17.15) распоры смежных пролетов в значительной мере уравновешиваются и средние опоры работают на изгиб только от односторонней временной вертикальной и ветровой нагрузки. Опоры таких арок имеют небольшое сечение, почти не загромождают помещение, и поэтому такое решение целесообразно применять в вокзальных перекрытиях, павильонах и других подобных сооружениях.

2. Конструктивные особенности арок

Двухшарнирные сплошные арки проектируют чаще всего с параллельными поясами (рис. 17.16, *а*). Сквозные арки делают либо с параллельными поясами, либо при большой высоте арки с переломом наружного пояса, который над опорами имеет вертикальные участки (рис. 17.16, *б*). Около опор пояса арок сближаются и заканчиваются опорным устройством — шарниром. Параллельные пояса при очертании арки по дуге окружности создают предпосылки для типизации конструктивных элементов и с архитектурной точки зрения вполне приемлемы.

Серповидная форма (см. рис. 17.3; рис. 17.16, *в*) двухшарнирной арки не отвечает характеру изменения усилий по ее длине и применяется только из архитектурных соображений.

Высоту сечения сплошных арок назначают в пределах $^1/_{50}$—$^1/_{80}$ пролета, сквозных — в пределах $^1/_{30}$—$^1/_{60}$ пролета. Возможность применения в арках столь небольшой высоты сечения объясняется относительно малой величиной изгибающих моментов.

Сплошные арки обычно проектируют сварными с сечением в виде широкополочного двутавра (как и в сплошных рамах); в пологих арках продольные силы велики, поэтому стенку арки можно назначать более мощной, чем в раме или балке.

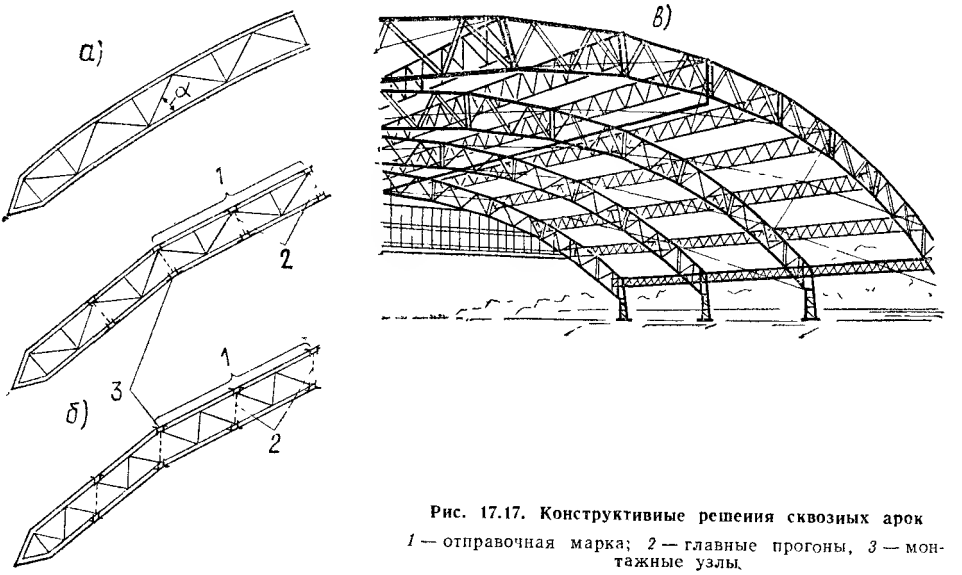


Рис. 17.17. Конструктивные решения сквозных арок

1 — отправочная марка; *2* — главные прогоны, *3* — монтажные узлы.

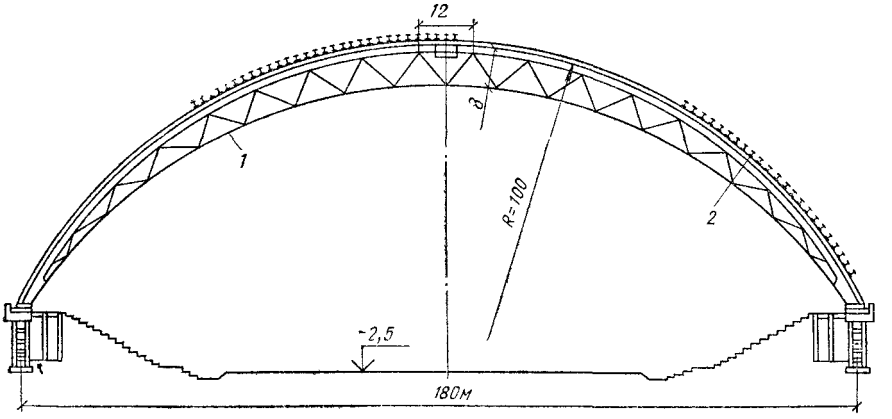


Рис. 17.18. Предварительно напряженная арка с нижним поясом и решеткой из тросов

1 — трос; *2* — жесткий пояс

Сквозные арки обычно конструируются аналогично легким фермам. Пояса их компонуются из тавров, уголков, легких швеллеров и т. п. При больших усилиях применяются двухстенчатые сечения. Если кривая давления не выходит за пределы высоты сечения, то оба пояса оказываются сжатыми и тогда особое внимание необходимо обратить на обеспечение устойчивости арки. Сечения элементов решетки из-за незначительной поперечной силы подбирают по гибкости из уголков или небольших швеллеров. Это также стимулирует уменьшение высоты сечения арок. Решетка сквозных арок проектируется треугольной с дополнительными стойками (рис. 17.17, *а*) или без них и раскосной (рис. 17.17, *б*). Стойки размещаются либо нормально к поясам (см. рис. 17.17, *а*), либо вертикально (см. рис. 17.17, *б*). Наиболее целесообразно нормальное расположение стоек (особенно в круговых арках), при котором стержни решетки получаются одинаковыми по длине арки. В плоскостях стоек располагаются главные прогоны, обеспечивающие устойчивость одностенчатых арок и поддерживающие элементы кровли. Размеры панелей арки обычно принимают близкими к высоте арки. Монтажные стыки в арках размещают, исходя из условия разбивки арки на отправочные элементы длиной 6—9 м, удобные для транс-

портирования. Арки обычно монтируют крупными элементами, большей частью целиком или полуарками (весьма часто методом поворота), так что монтажные стыки осуществляются в процессе укрупнительной сборки. Криволинейное очертание сплошных арок усложняет их изготовление, однако улучшает внешний вид конструкции. Сквозные арки в целях упрощения изготовления могут иметь и ломаное очертание (см. рис. 17.17).

В арках с успехом может быть применено предварительное напряжение или регулирование усилий. Одним из простых приемов рационального распределения усилий является принудительное смещение опорных узлов наружу после установки арки на опоры, собранной с дополнительным подъемом. При этом в нижнем поясе и раскосах арки возникают растягивающие напряжения, которые могут быть достаточными для погашения сжимающих напряжений от внешней нагрузки. В этом случае нижний пояс и решетка арки могут быть сконструированы из тросов (рис. 17.18), а верхний пояс — жестким.

Наиболее сложными конструктивными узлами в арках, так же как и в рамах, являются опорные и ключевые шарниры. **Опорные** шарниры могут быть трех типов: плиточные, пятниковые и балансирные. Сквозные арки около опоры, как правило, переходят в сплошное сечение (см. рис. 17.13), поэтому опорные шарниры в сплошных и сквозных арках имеют одинаковую конструкцию.

Плиточные шарниры (рис. 17.19, *а*) имеют наиболее простую конструкцию. Применяются они при сравнительно небольших опорных давлениях и преимущественно при вертикальном положении примыкающей к шарниру части арки.

Пятниковые шарниры (рис. 17.19, *б*) имеют специальное опорное гнездо — пятник, в которой вставляется закругленная опорная часть арки. Пятник обычно делают литым или сварным из листовой стали.

В месте передачи опорного давления стенку и пояса арки укрепляют ребрами жесткости. Пятник прикрепляют анкерными болтами к фундаменту.

Балансирные шарниры (рис. 17.19, *в*) применяют в наиболее тяжелых арках и рамах. Конструкция их состоит из верхнего и нижнего балансиров, в гнезда которых укладывают плотно пригнанную цилиндрическую цапфу. Арку прикрепляют к верхнему балансиру через плиту, которую приваривают к контуру опорного сечения арки и притягивают болтами к балансиру. Торцы опорных сечений арки обычно фрезеруют. В соответствии с допускаемыми давлениями на фундамент нижний балансир обычно имеет бо́льшую площадь опирания, чем верхний.

Для восприятия отрицательных реакций от действия ветра может появиться необходимость прикрепления легких и высоких арок к опорам анкерными болтами. Анкеры следует располагать по оси арки, чтобы они не мешали свободному повороту конструкции в опорных шарнирах (см. рис. 17.19, *а*); закрепляют анкеры в консолях, приваренных к стенке арки.

Ключевые шарниры могут быть плиточными (рис. 17.20, а) или балансирными (рис. 17.20, *б*) и проектируются аналогично опорным. В ключе легких арок могут применяться также листовые (рис. 17.20, *в*) или болтовые (рис. 17.20, *г*) шарниры.

В листовом шарнире нормальные силы передаются через горизонтально расположенный по оси шарнира лист, который в силу своей гибкости не препятствует повороту сечения (см. рис. 17.20, *в*); к этому листу прикрепляют примыкающие к шарниру связи. Шарнирное сопряжение в ключе может быть осуществлено и на фланцах, если гибкость их будет достаточной для получения требуемых углов поворота. Фланцевые, листовые и болтовые шарниры могут передавать как сжимающие, так и растягивающие продольные силы. В плиточном и балансирном ключевых шарнирах для передачи растягивающих сил, возможных при

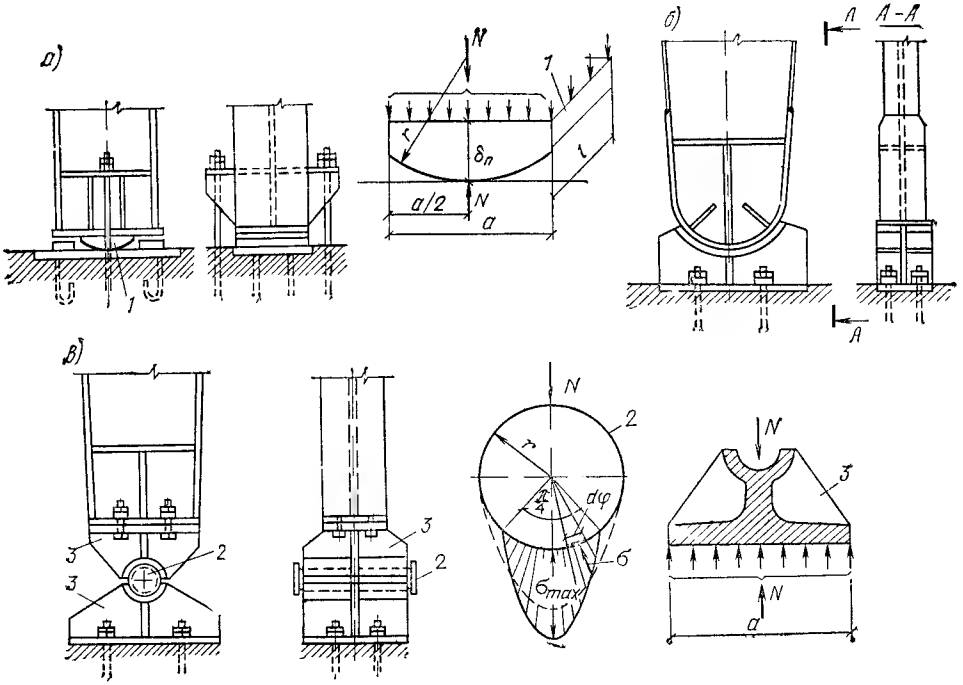


Рис. 17.19. Опорные шарниры арок и рам

а — конструктивная и расчетная схемы плиточного шарнира, *б* — пятниковый шарнир; *в* — конструктивная и расчетная схемы балансирного шарнира, *1* — плита, *2* — цапфа, *3* — балансир

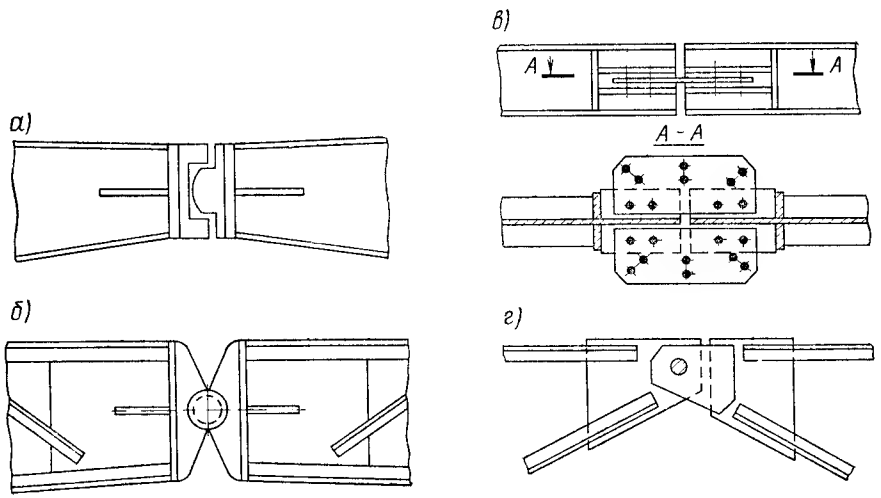


Рис. 17.20. Ключевые шарниры арок

а — плиточный, *б* — балансирный, *в* — листовой, *г* — болтовой

сильном действии ветрового отсоса, следует соединять полуарки горизонтальными листами, проходящими по оси шарнира (см. рис. 17.20, *в*).

3. Особенности расчета арок

Нагрузки. Арочные конструкции рассчитывают на вертикальные (собственный вес и снег) и ветровые нагрузки. Температурные воздействия для арок обычно несущественны. Вертикальные нагрузки принадлежат к основным сочетаниям нагрузок, ветровые и температурные воздействия — к дополнительным, величина которых при определении расчетного усилия принимается с коэффициентом сочетания $n_c = 0{,}9$ (см. гл. 3, § 1).

Существенной нагрузкой для арочных конструкций является давление ветра. Ветровая нагрузка для арочных покрытий, не имеющих стен, принимается по упрощенной схеме, приведенной на рис. 17.21.

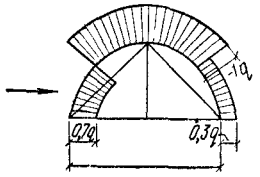


Рис. 17.21. Схема ветрового давления на поверхности арочного покрытия

Аэродинамический коэффициент имеет положительное значение только в первой четверти дуги арки с надветренной стороны; в средней части дуги аэродинамический коэффициент имеет наибольшее по абсолютной величине отрицательное значение (отсос), и в последней четверти величина его резко падает, сохраняя отрицательное значение. Ветровое давление считается приложенным нормально к поверхности арочного покрытия. Значительные отрицательные ветровые нагрузки в высоких арках отклоняют кривую давления от оси арки и при малом собственном весе арок могут вызвать отрицательные опорные реакции. На величину ветрового давления существенное влияние оказывают открытые проемы, оставляемые для освещения и вентиляции. При открытых торцах арочных покрытий ветер, направленный параллельно торцам, обтекает сооружение с двух сторон и внутри образуется вакуум, увеличивающий положительное давление на арки и уменьшающий отсос.

Таким образом, для покрытий, торцы которых могут быть открытыми (вокзальные перекрытия, навесы), необходимо учитывать возможные комбинации трех видов ветровых нагрузок:

1) бокового или торцового давления ветра на сооружение;

2) вакуума, создаваемого вследствие отсоса воздуха из-под арочного покрытия;

3) действия ветра внутри сооружения, который попадает под покрытие через широкие проемы и создает отрицательное давление.

Последние два вида нагрузок не нормированы и устанавливаются специальными техническими условиями для данного сооружения или на основе аэродинамических испытаний на моделях.

Определение усилий и проверка общей устойчивости. Конструкции арочных перекрытий расчленяют при расчете на отдельные плоские элементы (арки, главные прогоны и т. п.), которые рассчитывают обычными методами строительной механики.

В статически неопределимых арочных системах усилия удобнее всего определять методом сил. Имеются программы расчета с применением ЭВМ.

При определении распора сквозных арок перемещения можно вычислять, пренебрегая усилиями в элементах решетки (так как их влияние на величину распора незначительно).

Усилия в поясах сквозных арок с параллельными поясами $N_п$ определяют при комбинации нагрузок, дающей наибольшие значения их. Продольная сила N в арке распределяется между поясами обратно пропорционально их расстояниям до центра тяжести сечения, а усилие от момента M_x получается делением его величины на расстояние между центрами тяжести поясов h:

$$N_п = \frac{Na}{h} \pm \frac{M_x}{h}, \qquad (17.4)$$

где a — расстояние от центра тяжести сечения до противоположного пояса. Усилия в элементах решетки зависят от величины поперечной силы Q и угла наклона элемента к оси арки α:

$$N_р = Q/\sin\alpha. \qquad (17.5)$$

При расчете раскосов необходимо учитывать дополнительные напряжения, возникающие от обжатия поясов (см. гл. 18, § 5):

$$\sigma_р' = \frac{\sigma_п^в + \sigma_п^н}{2}\cos^2\alpha, \qquad (17.6)$$

где $\sigma_п^в$, $\sigma_п^н$ — напряжения от продольной силы в верхнем и нижнем поясах арки.

Коэффициент μ расчетной длины арки

Арка	f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

Сечения стержней арки подбирают так же, как сечения элементов ферм (см. гл. 9, § 6).

Арка как криволинейный сжатый брус требует проверки устойчивости. Общая устойчивость арок из плоскости обеспечивается поперчными связями и системой прогонов, определяющих расчетную длину элементов арки. Для обеспечения устойчивости сплошной арки расстояние между точками закрепления не должно превышать 16—20 ширин пояса.

Критическая сила потери устойчивости сплошной арки в ее плоскости от действия осевых сил при малом значении изгибающих моментов в первом приближении может быть принята равной:

$$M_{кр} = \frac{\pi^2 EI_x}{\mu^2 S^2}, \qquad (17.7)$$

где S — длина полуарки; μ — коэффициент расчетной длины, учитывающий кривизну арки и зависящий от отношения стрелки арки к пролету (см. таблицу); EI_x — жесткость арки в $^1/_4$ пролета.

Расчет опорных шарниров. Плиточные шарниры (см. рис. 17.19, а) рассчитывают на смятие при свободном касании, как и катковые опоры, по формуле

$$F_{оп}/2rl \leqslant R_{см.к}\gamma, \qquad (17.8)$$

где $F_{оп}$ — расчетное давление на опору; r, l — радиус кривизны и длина плиты; $R_{см\,к}$ — расчетное сопротивление стали при свободном касании.

Необходимая толщина плиты $t_п$ определяется из предположения работы ее на изгиб как консоли при равномерном загружении опорным давлением по верхней ее поверхности:

$$t_п = \sqrt{\frac{3R_{оп}\,a}{4Rl}}, \qquad (17.9)$$

где a, l — размеры плиты в плане (см. рис. 17.19, *а*); R — расчетное сопротивление плиты на изгиб.

Балансирные и пятниковые шарниры передают давление на нижнюю часть шарнира при плотном касании.

Напряжение сжатия в плотно вложенной цапфе балансира распределяется неравномерно, изменяясь от наибольшего по вертикальной оси до нуля у границы гнезда (см. рис. 17.19, *в*).

Если считать, что давление по цилиндрической поверхности цапфы изменяется по закону косинуса и ограничить в запас прочности передачу давления углом, равным $\pi/2$, можно получить наибольшее напряжение по линии вертикального диаметра из уравнения.

$$F_{оп} = 2l\int_0^{\frac{\pi}{4}} \sigma\cos^2\varphi\, r d\varphi, \qquad (17.10)$$

откуда

$$\sigma_{max} = \frac{0{,}8F_{оп}}{lr} = \frac{1{,}6F_{оп}}{ld} \leqslant R_{см.м}, \qquad (17.11)$$

где l, d — длина и диаметр цапфы; $R_{см\,м}$ — расчетное сопротивление стали местному смятию при плотном касании; $R_{см\,м}$=110 МПа — для литой стали марки 15Л и $R_{см\,м}$=160 МПа — для стали марки 35Л.

$R_{см.м}$ принимается сравнительно небольшим ввиду невозможности обеспечить фактическое соприкосновение по всей поверхности гнезда балансира. Балансир рассчитывают на изгиб как консоль (см. рис. 17.19, *в*).

Изгибающий момент в балансире

$$M = (N/2)(a/4) = Na/8, \qquad (17.12)$$

где a — ширина балансира.

Размеры балансира задаются конструктивно, затем проверяются напряжения.

§ 5. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ КАРКАСОВ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ПОКРЫТИЙ

Каркасы большепролетных покрытий с балочными и рамными несущими системами имеют компоновочную схему, близкую к каркасам производственных зданий (см. гл. 11). Однако при больших пролетах и отсутствии подкрановых балок более выгодным оказывается увеличивать расстояния до 12—18 м между основными несущими конструкциями. Системы вертикальных и горизонтальных связей имеют те же назначения, что и в производственных зданиях, и компонуются аналогично (рис. 17.22). Отличительной особенностью компоновки конструктивной схемы каркаса ангаров является размещение основных несущих элементов (рам, арок) в направлении бо́льшего размера плана здания (поперек его продольной оси), вызванное необходимостью устройства по фасадной стене сплошного проема для ворот (рис. 17.23). При пролетах 80—100 м шаг рам принимается 12 м и более. По ригелям рам укладывают решетчатые прогоны, а по ним — кровельный настил. Можно прямо по ригелям укладывать утепленные кровельные панели, что упрощает монтаж, систему горизонтальных связей и дает капитальное решение покрытия.

При больших пролетах ворот (100—120 м) и небольшой глубине помещения (40—50 м) более рациональной может быть другая—продольная компоновка каркаса ангара. Над воротами устанавливают основную несущую конструкцию (ферму, раму или арку), на которую опирают стропильные фермы, расположенные в продольном направлении здания (рис. 17.24). Другим концом фермы опирают на колонны. Высота продольных ферм получается меньше высоты надворотной рамы, благодаря чему между отметками верха ворот и низа продольных ферм остается свободное пространство, удобное для размещения подвесных подъемно-транспортных приспособлений.

В перекрытиях ангаров получили распространение консольные системы, удобные с точки зрения расположения ворот под консольным вылетом конструкции (рис. 17.25). При возможности закрепления консоли на существующих конструкциях пристройки такие системы получаются весьма экономичными по расходу материала.

В арочных системах при значительных пролетах шаг арок принимается 12 м и более, что часто приводит к усложненной промежуточной конструкции: по аркам укладывают главные прогоны, на которые опирают поперечные ребра, поддерживающие кровельный настил (рис. 17.26).

Главные прогоны могут располагаться в наклонных плоскостях (см. рис. 17.17), что приводит их к работе на косой изгиб. В этом случае рациональны пространственные трехгранные или спаренные сквозные прогоны. Плоские прогоны, расположенные в наклонных плоскостях, надо подкреплять наклонными тягами к узлам арок. Ребра конструируются как многошарнирные арки с шарнирами на прогонах (рис. 17.27). В этом случае ребра передают на прогоны только нормальную составляющую от давления кровли, а скатную составляющую воспринимают сами и передают на фундамент.

При больших пролетах и высотах основных несущих систем условия монтажа стимулируют применение пространственно устойчивых блочных конструкций. Устройство пространственных блоков обычно достигается спариванием соседних плоских рам или арок (см. рис. 17.26),

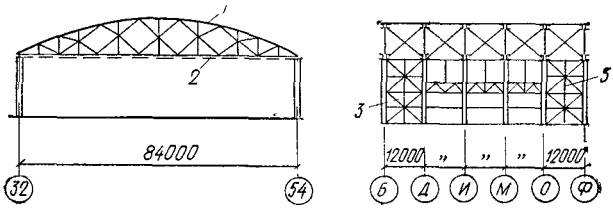


Рис. 17.22. Схема покрытия ангара

1 — ферма; *2* — горизонтальные связи; *3* — вертикальные связи

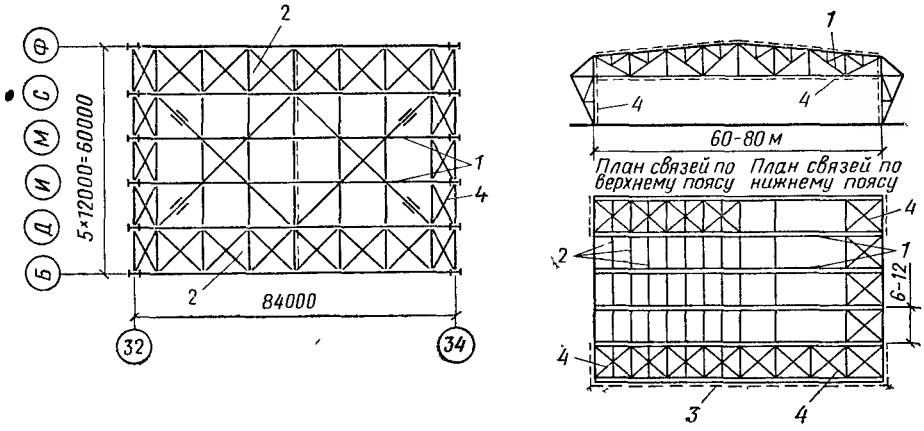


Рис. 17.23. Поперечная планировка конструкции покрытия ангара

1 — рама; *2* — прогоны; *3* — ворота; *4* — связи

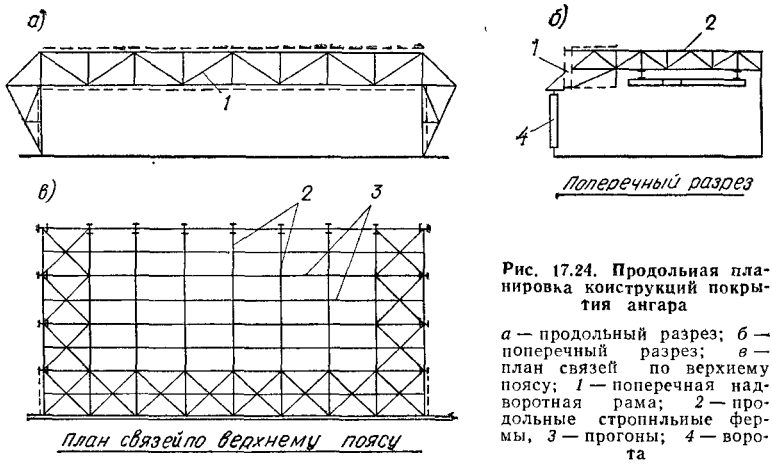


Рис. 17.24. Продольная планировка конструкций покрытия ангара

а — продольный разрез; *б* — поперечный разрез; *в* — план связей по верхнему поясу; *1* — поперечная надворотная рама; *2* — продольные стропильные фермы, *3* — прогоны; *4* — ворота

а также применением трехгранных сечений (рис. 17.28). Расстояние между спаренными конструкциями рационально принимать за укрупненный модуль перекрытия. Арки соединяют в ключе продольными связями (см. рис. 17.26). Значение продольных связей для жесткости здания особенно велико при большой стреле подъема арок, когда повышается их общая деформативность. Такие же связи располагают в нижней части арок, у угла перегиба (в рамных арках) или недалеко от опор.

Поперечные связи, расположенные между крайней парой арок, рассчитывают на давление ветра, передаваемое с торцовой стены арочного перекрытия.

При пологих арках эти связи можно рассчитывать с некоторым запасом, спроектировав их на горизонтальную плоскость (рис. 17.29, *а*).

Полученные усилия, умноженные на секанс угла наклона стержня к его проекции, принимают за расчетные усилия в поясах арки и стержнях связей.

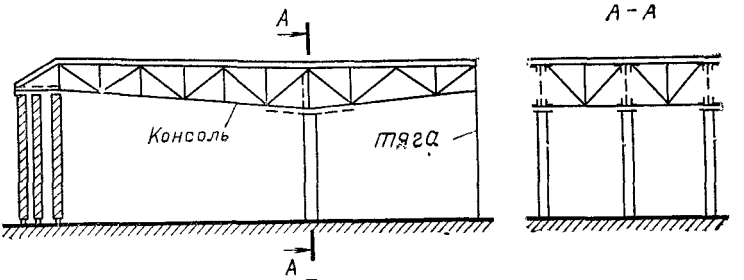


Рис. 17.25. Консольная конструкция покрытия ангара

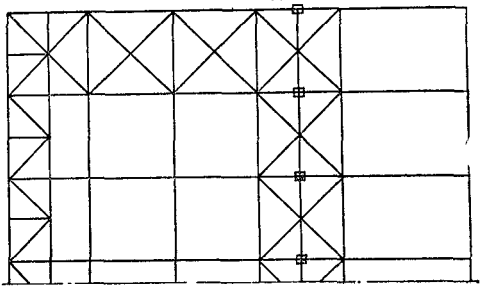
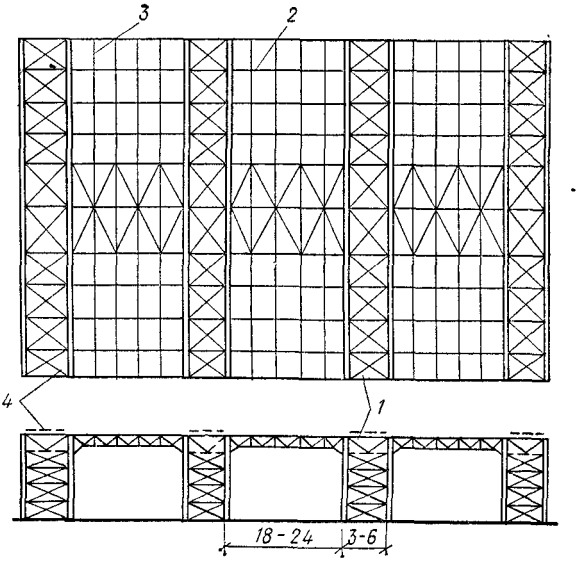


Рис. 17.26. Блочная арочная конструкция

1 — пространственный блок из двух арок; 2 — главные прогоны; 3 — ребра, 4 — связи



Такой расчет дает заниженные усилия в поясах крутых арок, и в этом случае правильнее рассчитывать ферму как пространственную оболочку (рис. 17.29, *б*). Тогда жесткий торцовый блок рассматривается как пространственная система, состоящая из поясов двух соседних арок, соединенных решетчатыми связями. Усилия в раскосах связей $N_р$ можно получить, произведя поперечный разрез по *I—I* системы и спроектировав все действующие в разрезе силы на направление распорки связей:

$$N_р = Q/\cos\psi, \tag{17.13}$$

где Q — поперечная сила от ветровой нагрузки, действующая в рассматриваемом сечении; ψ — угол между диагональю и распоркой.

Отделив одну арку от другой продольным разрезом *II—II* и определив в распорках и раскосах связей соответствующие усилия, разложим усилие в диагонали на усилие по направлению пояса

$$N_п = N_р \sin\psi \tag{17.14}$$

и усилие по направлению распорки

$$N = N_р \cos\psi. \tag{17.15}$$

Отрезанная арка, очевидно, будет находиться в равновесии в пространстве, так как на каждый ее узел с одной стороны действует внешняя сила W_n, а с другой — разность усилий в распорке и проекции диагонали у узла n, равная также W_n:

$$N'_р \cos\psi_{n+1} - N''_р \cos\psi_n = Q_{n+1} - Q_n = W_n. \tag{17.16}$$

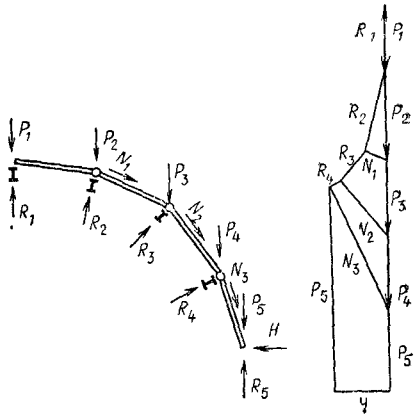
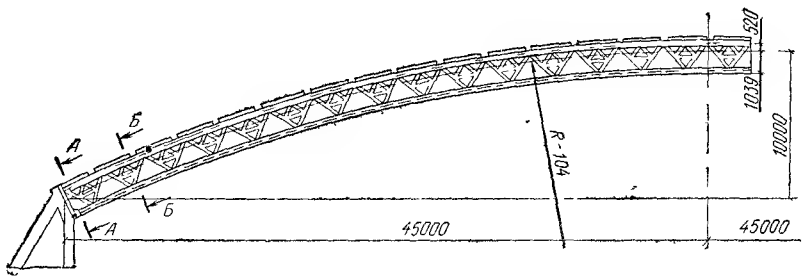
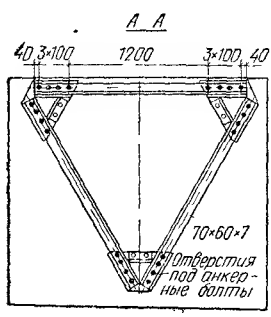
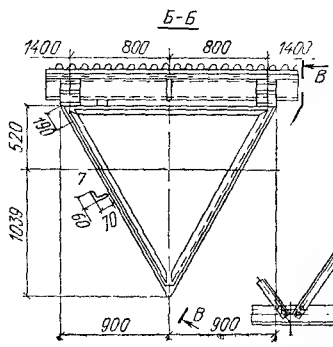


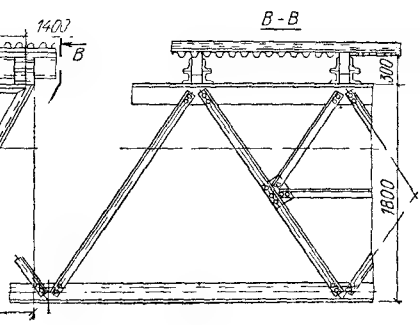
Рис. 17.27 Определение усилий, передаваемых ребрами на главные прогоны

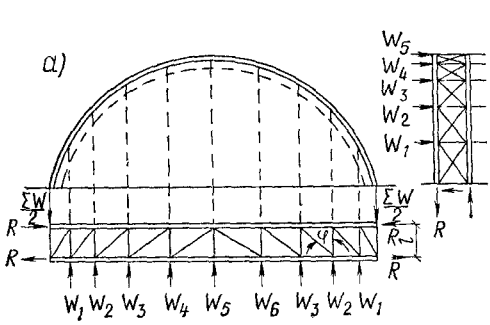
Рис. 17 28 Покрытие бесшарнирными арками трехгранного сечения из алюминиевого сплава











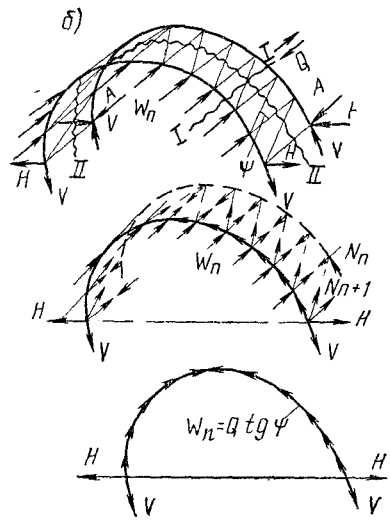


Рис 17 29 К расчету торцовых связей арочного покрытия

а — расчет по плоской схеме *б* — расчет по пространственной схеме

Отрезанную арку рассчитывают на силы, направленные по поясу:

$$N_п = Q \operatorname{tg} \psi, \qquad (17.17)$$

как плоскую систему, определяя от действия этих сил распор, опорные реакции и усилия во всех стержнях арки.

На передней (торцовой) арке дополнительные ветровые воздействия направлены вверх по образующей и отрывают ее от фундаментов (см. рис. 17.29, *б*); на задней арке торцового блока те же силовые воздействия направлены вниз и прижимают ее к фундаментам. Полученные усилия от ветровой нагрузки складываются с усилиями от собственного веса и веса снега.

В ангарах помимо общей системы связей должна быть горизонтальная ветровая ферма на уровне верха ворот (см. рис. 17.24). Эта ферма воспринимает ветровую нагрузку, действующую на полотнища ворот и стеновое ограждение, закрывающее лобовую ферму.

Глава 18. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИИ

Рассмотренные выше балочные, рамные и арочные системы состоят из отдельных несущих элементов, соединенных между собой легкими связями, не предназначенными для перераспределения нагрузки между несущими элементами. Приложенная к этим конструкциям нагрузка передается на опоры в одном направлении вдоль несущего элемента. В пространственных системах связи усиливаются и привлекаются к распределению усилий и передаче их на опоры. В результате этого основные несущие элементы облегчаются, структура всей конструкции меняется. Приложенная к пространственной конструкции нагрузка передается в двух направлениях; пространственная конструкция обычно получается легче плоскостной.

Пространственные конструкции могут быть плоскими (плиты) и криволинейными (оболочки).

Плоские пространственные системы (исключая висячие) для обеспечения необходимой жесткости должны быть двухслойными. Оболочки могут быть и однослойными, и двухслойными. В настоящее время наибольшее распространение получили решетчатые пространственные конструкции, образующие по поверхности сетчатую систему. Однослойные конструкции имеют криволинейную сетчатую поверхность и называются *односетчатыми*. Двухслойные конструкции имеют две параллельные сетчатые поверхности, соединенные между собой жесткими, также решетчатыми связями; они получили название *двухсетчатых*.

В пространственных сетчатых конструкциях принцип концентрации материала заменен принципом многосвязности системы, вследствие чего конструктивная форма пространственных систем существенно отличается от обычных плоскостных. Осуществление таких конструкций обычно связано с повышением трудоемкости, требует специальных приемов изготовления и монтажа, что является одной из причин ограниченного применения пространственных конструкций.

§ 2. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СЕТЧАТЫЕ СИСТЕМЫ ПЛОСКИХ ПОКРЫТИЙ

1. Компоновочные решения

В современном строительстве получили распространение сетчатые системы регулярного строения, называемые структурными конструкциями или просто структурами.

Структурные конструкции применяются главным образом в виде плоских покрытий (рис. 18.1) большепролетных общественных и произ-

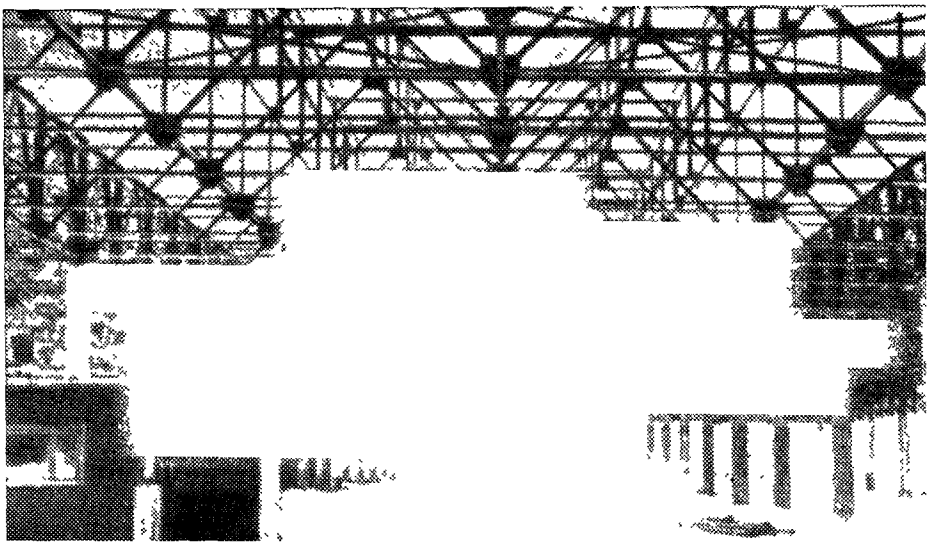


Рис. 18.1. Структурное покрытие. Общий вид

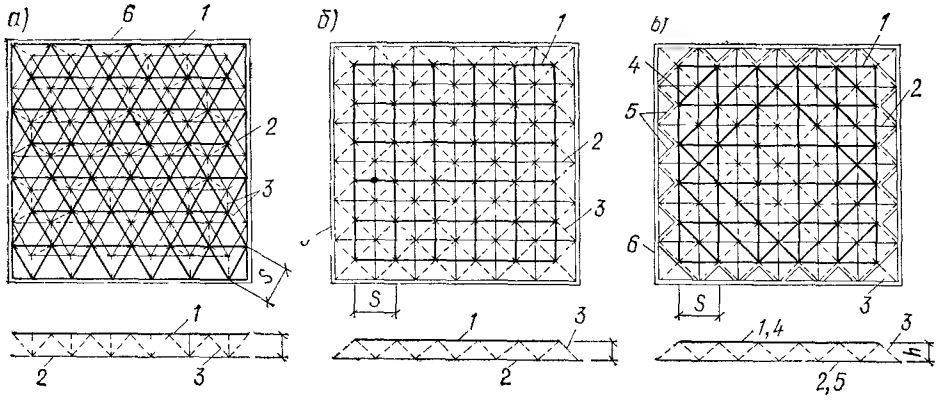


Рис. 18.2. Система решеток структурных покрытий

а — с поясными сетками из равносторонних треугольных ячеек; *б* — с поясными сетками из квадратных ячеек, *в* — то же, усиленных диагоналями в угловых зонах; *1* — верхние пояса; *2* — нижние пояса; *3* — наклонные раскосы; *4* — верхние диагонали; *5* — нижние диагонали; *6* — опорный контур

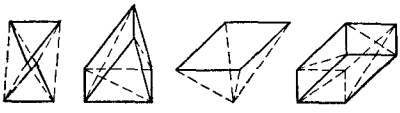


Рис. 18.3. Повторяющиеся объемные элементы (кристаллы) структур

водственных зданий; реже они применяются в криволинейных покрытиях (сводах, куполах и т. п.).

Плоские структуры представляют собой конструкции, образованные из различных систем перекрестных ферм (рис. 18.2).

Количество пересекающихся в одном узле ферм, а также их вертикальное или наклонное положение дают самые разнообразные структурные построения. В каждой структуре можно выделить свой многократно повторяющийся объемный элемент — так называемый кристалл (рис. 18.3).

Структуры, образованные из перекрестных ферм, идущих в трех направлениях (см. рис. 18.2, *а*), имеют статически неизменяемые кристаллы, могут работать на кручение и поэтому являются наиболее жестки-

ми. Структуры, образованные из ферм, идущих в двух направлениях (см. рис. 18.2, *б*), имеют статически изменяемые кристаллы, они не работают на кручение и поэтому менее жестки.

Структуру из ферм, идущих в двух направлениях, можно усилить диагоналями в угловых зонах (см. рис. 18.2, *в*).

С точки зрения уменьшения веса конструкции наиболее рациональной является жесткая структура, образованная наклонными перекрестными фермами трех направлений (см. рис. 18.2, *б*). Однако такая система является наиболее сложной в конструктивном отношении и трудоемкой в монтаже. Исследования показали[1], что экономия металла при ее применении достигает 10—15 %. Предпочтение в большинстве случаев отдают наиболее простой в конструктивном отношении перекрестной системе с ортогональными по отношению к опорному контуру фермами. Верхние и нижние узлы таких структур получаются однотипными и более простыми.

Не усложняя систему, можно получить экономию металла и увеличить жесткость конструкции, включив в совместную работу со структурой металлический, а иногда и железобетонный кровельный настил.

Структурные плоские перекрытия обладают рядом достоинств, определяющих области рационального их применения.

Благодаря большой пространственной жесткости структурными конструкциями можно перекрывать значительные пролеты при разнообразных опорных контурах или сетках колонн. Применяемая при этом сравнительно небольшая строительная высота ($^1/_{16}$—$^1/_{20}$ пролета) позволяет получить выразительное архитектурное решение, а также экономию на объеме здания и ограждающих стеновых конструкциях.

Регулярность строения конструкции позволяет собирать из одних стандартных элементов покрытия разных пролетов и конфигураций в плане.

Частая сетка узлов дает возможность наиболее просто осуществлять крепление подвесного транспорта в любой точке и изменять при необходимости направление его движения.

Многосвязность системы повышает степень ее надежности при внезапных локальных разрушениях.

К недостаткам структурных систем относится повышенная трудоемкость их изготовления и сборки, что является следствием отступления от принципа концентрации материала. Этот недостаток в определенной мере компенсируется однородностью операции при изготовлении и сборке, что создает условия для поточного производства стандартных конструктивных элементов.

Структурными конструкциями можно перекрывать помещения квадратного, прямоугольного, треугольного и криволинейного очертания в плане. Наиболее простыми и легкими являются конструкции при квадратном плане.

Устройством консольных свесов за линией опор (см. рис. 18.5) можно уменьшить расчетные изгибающие моменты и существенно облегчить конструкцию.

Системы могут быть как однопролетные, так и неразрезные многопролетные, с опиранием на продольные опоры (стены, фермы) или на отдельно стоящие колонны с развитыми капителями в виде безбалочных покрытий (рис. 18.4).

Рациональное компоновочное решение можно получить при подвешивании структурной плиты к вантовой системе (рис. 18.5). В этом случае перекрытие получает дополнительные опоры (ванты), не стесняющие перекрываемого помещения.

Структурные плиты обычно собирают целиком или крупными блоками на земле и затем поднимают на проектную отметку.

---

[1] **Трофимов В. И., Бегун Г. Б.** Структурные конструкции. — М.: Стройиздат, 1972. — 270 с.

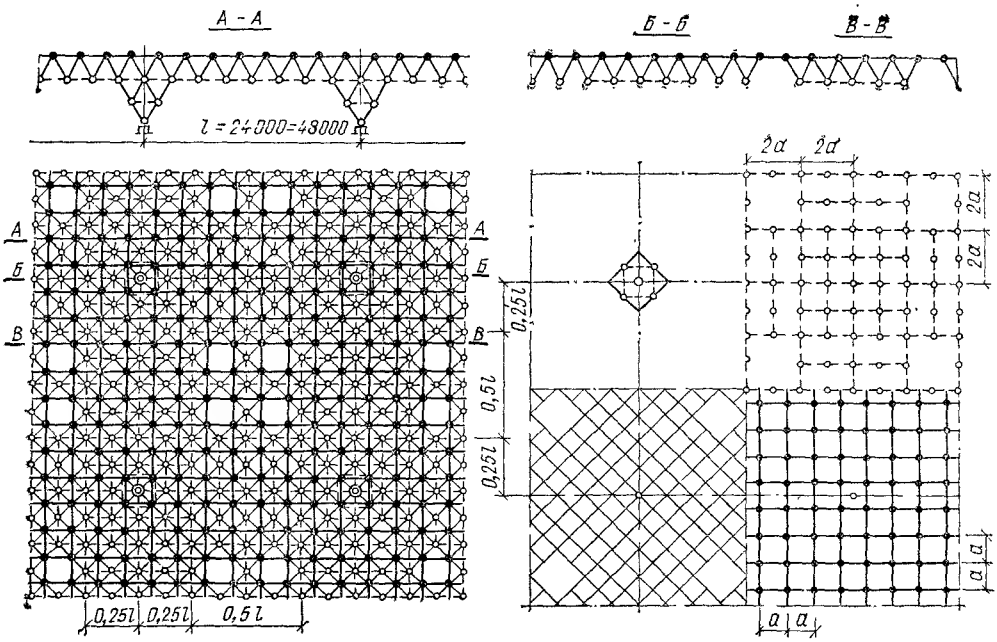


Рис. 18.4. Фрагмент безбалочного структурного покрытия многопролетного здания

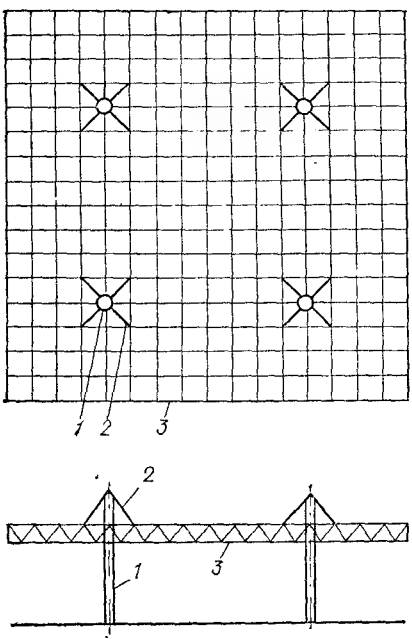


Рис. 18.5. Структурное покрытие, подвешенное к вантовой системе

1 — стойка; *2* — ванта; *3* — структура

2. Конструктивные решения[1]

Существенным для весовых показателей является тип сечения конструктивного элемента (стержня) структуры.

Применение трубчатого стержня может дать до 25 % экономии стали по сравнению со стержнем из прокатного уголка. Стержни могут быть из штампованных профилей.

Оптимальный угол наклона раскосов из условия наименьшего веса равен 45°; практически этот угол наклона может быть принят в пределах 35—50°. Модуль конструкции — расстояние между поясами ферм S — при пролетах до 50 м принимают 2—3 м (см. рис. 18.2). Применение в структурах низколегированных и высокопрочных сталей обычно становится рациональным при пролетах более 40 м.

При проектировании структур наиболее сложным конструктивным вопросом является решение пространственного узла сопряжения стержней. Этот узел в основном определяет трудоемкость конструкций. Для трубчатых стержней чаще применяется узел сопряжения с шаровой вставкой различных конструктивных решений (рис. 18.6, *а*, *б*). Разработана конструкция узлов с одним болтом, закрепляющим сплющенные концы трубчатых стержней в цилиндриче-

[1] Рекомендации по проектированию структурных конструкций/ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1984. — 298 с.

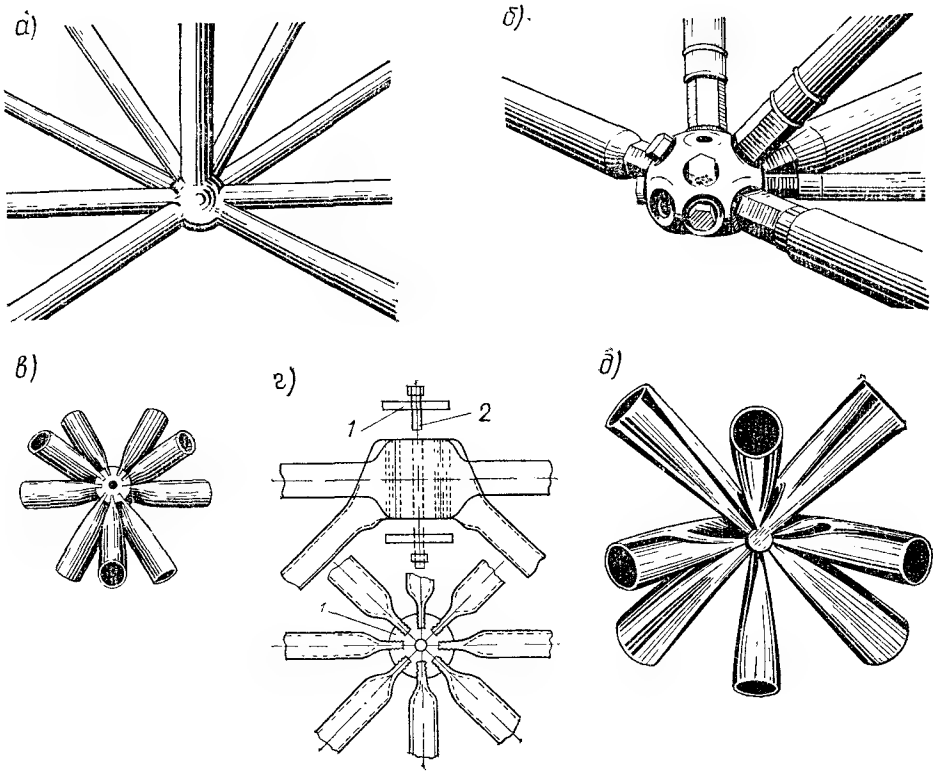


Рис. 18.6. Узлы структурных конструкций

а — с шаровой вставкой; *б* — на винтах; *в* — с одним болтом, закрепляющим сплющенные концы трубчатых стержней, *г* — то же, стягивающим сплющенные концы стержней двумя шайбами; *д* — сварной узел

ском сердечнике с прорезями (см. рис. 18.6, *в*) или стягивающим сплющенные концы стержней при помощи двух специальных шайб (см. рис. 18.6, г) В ЦНИИСК разработано соединение сплющенных труб ванным способом сварки. Наиболее распространенным является соединение стержней с узловым сердечником на специальных винтах (система МАрхИ) (рис. 18.6, *б*).

3. Особенности расчета

Структурная конструкция представляет собой многократно статически неопределимую систему. Точный расчет структурной конструкции сложен и выполняется с помощью ЭВМ. При упрощенном подходе конструкция рассматривается как ортотропная пластинка с упругими характеристиками и граничными условиями, соответствующими стержневой конструкции.

При такой расчетной схеме учитываются действия как изгибающих, так и крутящих моментов.

При упрощенном подходе структуры рассчитывают как изотропные плиты или как системы перекрестных ферм (при квадратных ячейках сеток поясов) без учета крутящих моментов. Величины моментов и поперечных сил определяют по таблицам для расчета плит.

Получив из расчета плиты величины расчетных усилий, можно перейти к расчетным усилиям в стержнях по формулам:

для схемы по рис. 18.2, *а*:

$$N_{\text{п}} = \pm\, 0{,}578\,\frac{M_{\text{пл}}\,S}{h}\ ;\quad M_{\text{р}} = \frac{Q_{\text{пл}}\,S}{2\sin\alpha}\ \text{(для грани } a - a\text{)};\qquad (18.1)$$

для схемы по рис. 18.2, *б*:

$$N_п = \pm \frac{M_{п\,ф} S}{h}\ ;\ N_р = -\frac{Q_{п\,ф} S}{2 \sin \alpha}\ ; \qquad (18.2)$$

для схемы по рис. 18.2, *в*:

$$N_п = \pm 1{,}1 \frac{M_{пл} S}{h}\ ;\ N_р = -0{,}55 \frac{Q_{пл} S}{\sin \alpha}\ ;$$

$$N_{п.у} = \pm 0{,}50 N_п;\ N_д = \pm 0{,}50 N_п, \qquad (18.3)$$

где $N_п$, $N_р$ — максимальные усилия в поясных стержнях и опорных раскосах; $N_{п\,у}$ — усилие в поясах угловой зоны; $N_д$ — усилие в диагоналях; $M_{пл}$ и $Q_{пл}$, $M_{п\,ф}$ и $Q_{п\,ф}$ — максимальные моменты и поперечные силы соответственно в изотропных плитах и перекрестных фермах; S — длина поясных стержней (модуль); h — расстояние между сетками (высота); α — угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости.

Прогибы также вычисляют по таблицам для изотропных плит и перекрестных ферм.

При этом для схемы по рис. 18.2, *а* цилиндрическая жесткость $D = 0{,}37\ K$, для схемы по рис. 18.2, *б* $D = 0{,}4\ K$, для схемы по рис. 18.2, *в* $D = 0{,}46\ K$,

$$\text{где } K = ESA_{в.п} \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + A_{в.п}/A_{н.п}}\ , \qquad (18.4)$$

где $A_{в\,п}$, $A_{н\,п}$ — площади сечений стержней верхнего и нижнего пояса.

Этот метод расчета дает запас прочности. Наиболее эффективно структуры работают на сосредоточенные нагрузки, и чем больше влияние на величину усилий сосредоточенных нагрузок по сравнению с равномерно распределенной, тем рациональнее по расходу стали применение структурной системы.

§ 3. ОБОЛОЧКИ

1. Односетчатые оболочки

Односетчатые оболочки, перекрывающие прямоугольное в плане помещение, проектируют в виде цилиндрической поверхности (рис. 18.7), по которой расположены стержни, образующие сетки различной системы (рис. 18.8). Наиболее проста сетка ромбического рисунка (рис. 18.8, *а*), которую просто получить из легких стандартных стержней. Однако ромбическая сетка, не имеющая продольных элементов, не обеспечивает необходимой жесткости конструкции в продольном направлении. Такая конструкция работает как свод в поперечном направлении (с пролетом B), передавая нагрузку на продольные стены (вдоль стороны L). Распор свода должен восприниматься стенами или затяжками, соединяющими обвязки свода, укладываемые на стены.

Стержни могут быть из прокатных или штампованных профилей, из труб, а в мощных сводах — решетчатой конструкции по типу прутковых прогонов или фермочек небольшой высоты ($^1/_{80}$—$^1/_{120}$ пролета B). Стержни составляют угол 45—60° с направляющей цилиндрической поверхности. Цилиндрическая поверхность и регулярность сетчатой схемы обеспечивают стандартность всех стержней и узлов, в чем заключается основное преимущество конструкции. На рис. 18.9 показана конструкция легкого свода, собираемого из тонкостенных штампованных стержней. При расчете свода вырезают полосу шириной в одну ячейку a (см. рис. 18.9), для которой определяют значения изгибающих моментов M_0 и нормальных сил N_0. Сечение стержня подбирают по моменту

$$M = \frac{M_0}{2 \sin \alpha}$$

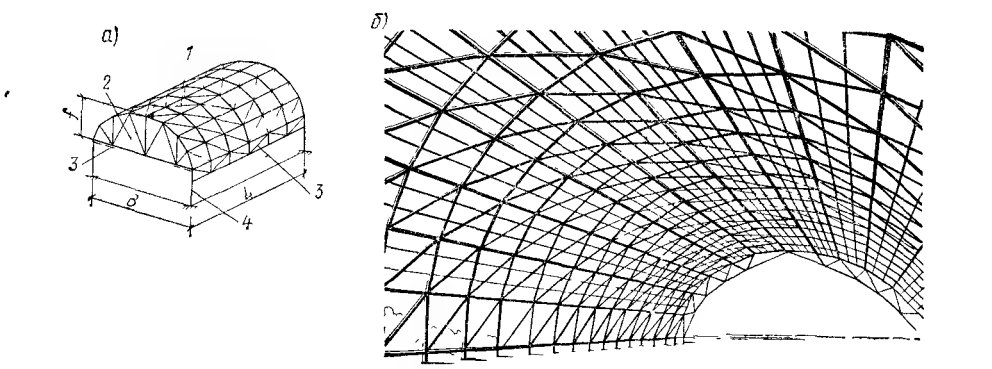


Рис 18.7. Односетчатые цилиндрические оболочки

а — схема, *б* — монтаж, *1* — оболочка, *2* — торцовая диафрагма, *3* — связи, *4* — колонны

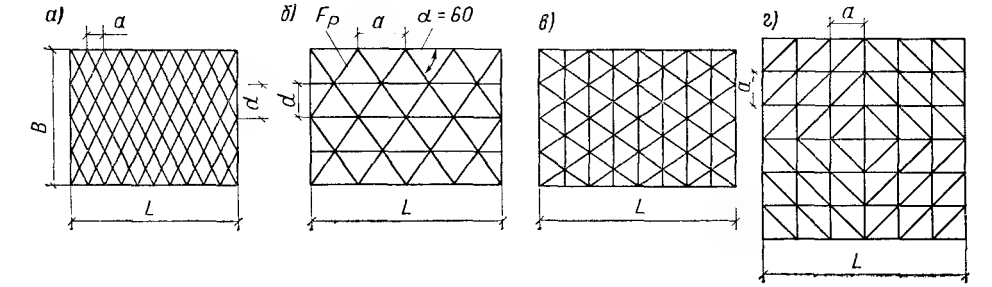


Рис. 18.8. Схемы сеток односетчатых оболочек

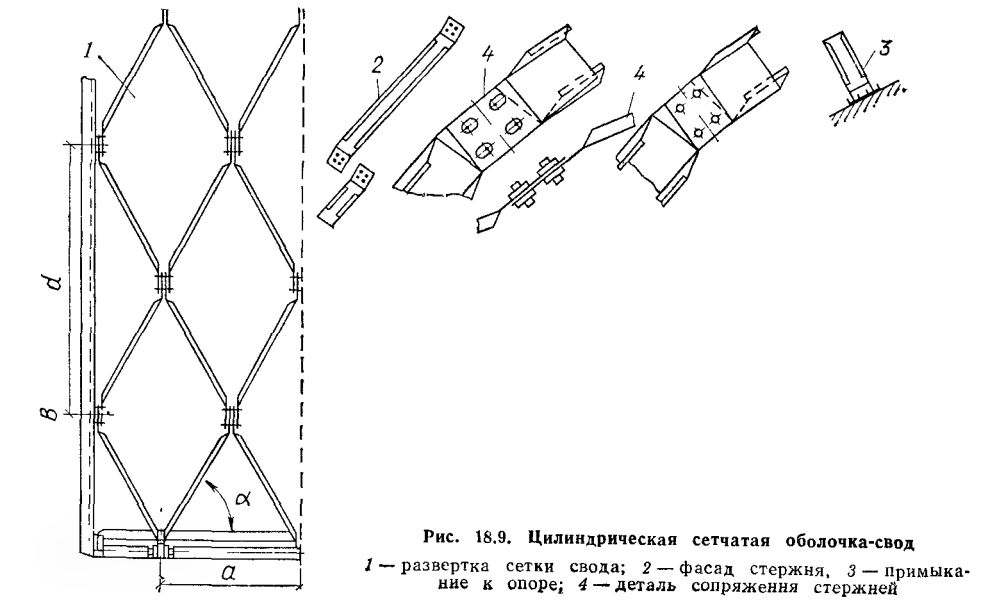


Рис. 18.9. Цилиндрическая сетчатая оболочка-свод

1 — развертка сетки свода; *2* — фасад стержня, *3* — примыкание к опоре; *4* — деталь сопряжения стержней

и нормальной силе

$$N = \frac{N_0}{2 \sin \alpha},$$

где α — угол между стержнем сетки и образующей свода.

Сечение, образованное в узле сопряжения стержней, должно быть проверено на полные момент M_0 и нормальную силу N_0.

Жесткость конструкции при наличии в сетках продольных элементов (см. рис. 18.8, *б*) существенно увеличивается; конструкция может ра-

ботать как оболочка пролетом L. Опорами оболочки могут служить торцовые стены или четыре колонны с торцовой диафрагмой (см. рис. 18.7).

Чтобы увеличить жесткость оболочки, целесообразно крайние свободные грани усилить вертикальными и горизонтальными бортовыми элементами (см. рис. 18.7, *а*).

Наиболее жесткими и выгодными с точки зрения расхода стали являются сетки, у которых есть и продольные, и поперечные стержни (ребра), а решетка направлена к ним под углом 45° (см. рис. 18.8, *г*). Наличие поперечных ребер даже с небольшим моментом инерции уменьшает деформацию поперечного контура, перераспределяя изгибающие моменты и выравнивая эпюру нормальных напряжений по всему поперечному сечению.

Конструкции оболочек отличаются от сводов тем, что обычно собираются из отдельных плоских ферм, соединяемых на монтаже вдоль продольных элементов (граней) болтами.

При применении для наиболее нагруженных продольных стержней прокатных уголков односетчатыми оболочками можно перекрывать пролеты до 70 м (из стали с $R=220...240$ МПа) и до 90 м (из стали с $R=375...400$ МПа).

Оболочки без поперечных ребер рассчитывают как безмоментные складки (способ Эллерса)[1]. При наличии поперечных стержней, обеспечивающих жесткость контура, расчет надо производить по моментной теории методом В. З. Власова (который сводится к решению восьмичленных уравнений)[2].

Если нагрузка расположена в поперечном направлении симметрично, то жесткую оболочку, особенно укрепленную бортовыми элементами, можно рассчитывать как балку, опертую на торцовые диафрагмы.

При расчете сквозных сетчатых оболочек сквозные грани конструкции для упрощения заменяют сплошными пластинками. Толщина пластинки должна быть эквивалентной по работе на сдвиг (при действии в плоскости грани сдвигающих усилий) или на растяжение и сжатие (при действии осевых усилий) стержневой системе.

Приведенная толщина $t_{пр}$ эквивалентной сплошной пластинки зависит от типа решетки. Для наиболее распространенной (треугольной) решетки (см. рис. 18.8, *б*) она может быть принята:

при действии сдвигающих сил

$$t_{пр} = \frac{2dA_p \cos^3 \alpha}{a^2}; \tag{18.5}$$

при растяжении или сжатии

$$t_{пр} = \frac{A_p \cos^3 \alpha}{d}. \tag{18.6}$$

2. Двухсетчатые оболочки

Конструктивные схемы двухсетчатых оболочек аналогичны схемам двухсетчатых плоских плит — структур (см. рис. 18.2).

Как и в плоских структурах, двухсетчатые оболочки образуются системами перекрестных ферм, связанных по верхним и нижним поясам дополнительными связями — решеткой.

По верхнему поясу решетка может быть заменена кровельным металлическим настилом, прикрепленным к поясам ферм. В оболочках основная роль в восприятии усилий принадлежит криволинейным сетчатым плоскостям; соединяющая их решетка меньше участвует в передаче усилий, но придает конструкции бо́льшую жесткость. По срав-

---

[1] **Стрелецкий Н. Н.** Курс металлических конструкций. Ч. III. Металлические конструкции специальных сооружений — М.: Стройиздат, 1944. — 499 с.

[2] **Власов В. З.** Строительная механика оболочек. — М.: Стройиздат, 1936.

нению с односетчатыми оболочками двухсетчатые обладают большей жесткостью и несущей способностью, так как в них верхняя и нижняя сетчатые системы работают как обычные оболочки, т. е. распределяют внутренние усилия в двух направлениях, передают значительную долю нагрузки непосредственно на опоры, разгружая таким образом соединяющую криволинейные плоскости решетку. Жесткость продольных ферм (поясов и решетки) существенно увеличивает эффект продольной передачи усилий; жесткость поперечных ферм существенно уменьшает деформативность контура поперечного сечения оболочки.

Двухсетчатыми оболочками можно перекрывать пролеты до 500 м, используя для стержней прокатные уголковые профили из стали с $R=220...240$ МПа и до 700 м — из стали с $R=375...400$ МПа. Двухсетчатые и односетчатые оболочки чаще всего проектируют в виде цилиндрической поверхности, опирающейся на продольные стены (свод) или на металлические колонны. Отношение расстояния между сетчатыми поверхностями (толщина оболочки) к радиусу поверхности может быть принято равным $^1/_{20}$—$^1/_{100}$ при $f/B={}^1/_6...{}^1/_{10}$ (рис. 18.7, *а*).

Наивыгоднейшее распределение усилий в оболочке можно получить при $B=L$.

По торцам оболочки опираются на жесткие диафрагмы — стены, фермы, арки с затяжками и т. п. Как и в плоских структурных конструкциях, в оболочках наиболее сложным является узел сопряжения стержней (см. рис. 18.6). При нормальном расположении ферм (нормальном к поверхности оболочки) узлы получаются проще, поэтому такое расположение ферм предпочтительнее наклонного. Сварной узел двухсетчатой оболочки с вертикальными фермами из уголков, пересекающихся в трех направлениях, показан на рис. 18.10. Двухсетчатые оболочки по характеру своей работы аналогичны трехслойной оболочке, у которой заполнителем служит решетка (рис. 18.11). Расчет двухсетчатых оболочек можно производить на ЭВМ, используя вычислительный комплекс РАСК.

Для приближенного расчета оболочки необходимо привести стержневую сетчатую поверхность к эквивалентной сплошной оболочке и установить модуль сдвига среднего слоя, эквивалентного по жесткости соединительной решетке. При расчете тонких оболочек ($h/r\leqslant 1/30$) деформацией сдвига среднего слоя можно пренебречь. Оболочку рассчитывают как однослойную сплошную с приведенными толщиной и модулем упругости (см. рис. 18.11, *в*).

$$t_0=h\sqrt{3}. \tag{18.7}$$

Приведенный модуль упругости сетчатого свода

$$E_0=\frac{2Et_0}{h\sqrt{3}}, \tag{18.8}$$

где t_0 — приведенная толщина сетчатой поверхности.

Для сетчатой поверхности с треугольными ячейками

$$t_0=\frac{2A}{a\sqrt{3}},$$

где A — площадь стержня сетчатой поверхности.

Более толстые оболочки ($h/r>1/30$) также могут рассматриваться как сплошные, однако их цилиндрическую жесткость следует определять с учетом деформации решетки по формуле

$$D_{\text{сдв}}=D_{\text{т}}\Big/\left[1+0{,}53\lambda n^2\frac{A_{\text{п}}}{A_{\text{р}}}(h/r)^2\right], \tag{18.9}$$

где $D_{\text{т}}=\dfrac{Et_0h^2}{2(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость сплошной оболочки без учета сдвига; $A_{\text{п}}$, $A_{\text{р}}$ — соответственно площади сечения пояса и раскоса; n — число натурального ряда, которое зависит от характера распределения нагрузки; для равномерно рас-

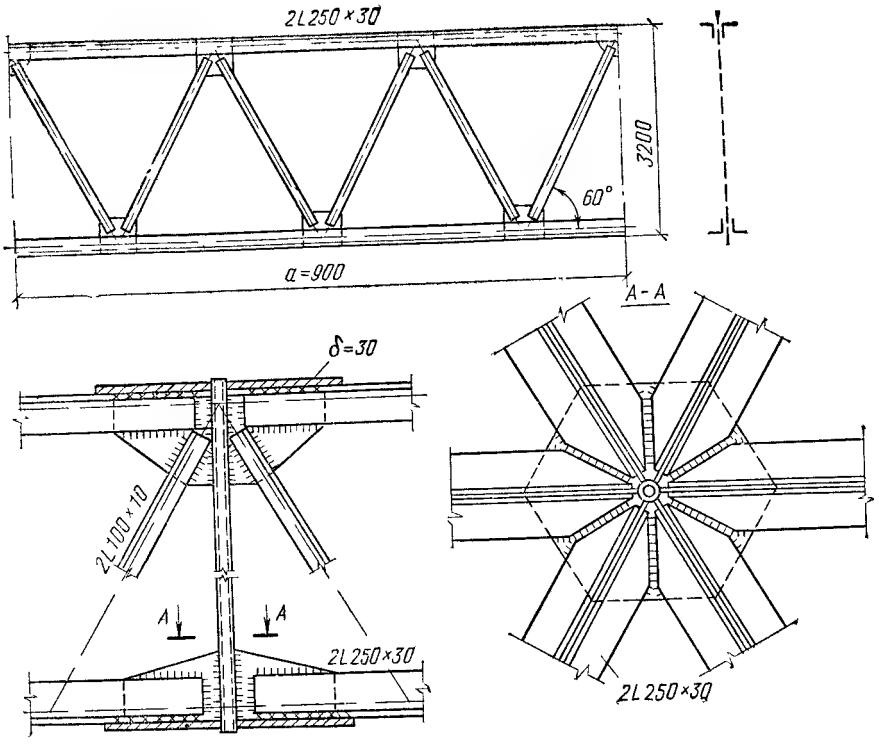


Рис. 18.10. Сопряжение стержней в двухсетчатой оболочке

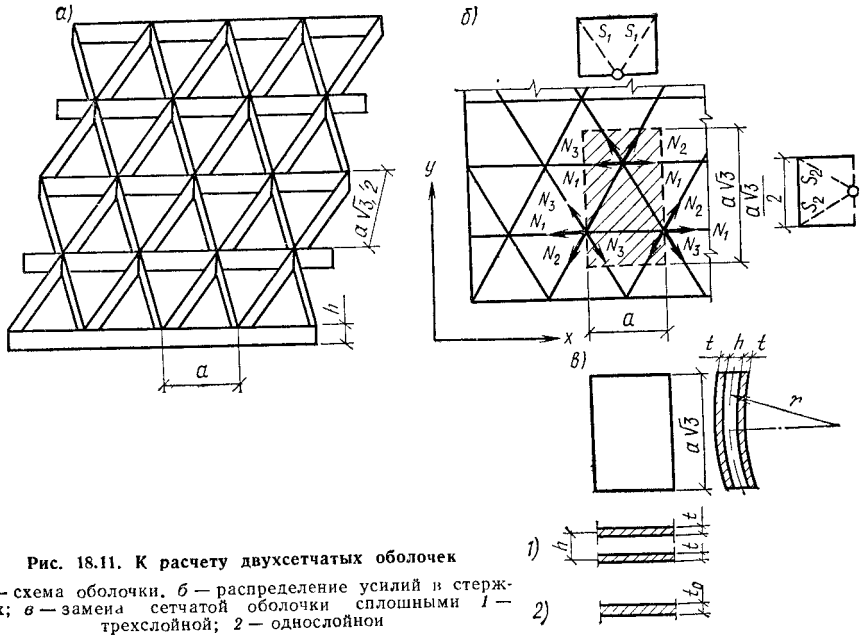


Рис. 18.11. К расчету двухсетчатых оболочек

а — схема оболочки, *б* — распределение усилий в стержнях; *в* — замена сетчатой оболочки сплошными *1* — трехслойной; *2* — однослойной

пределенной нагрузки $n=2$, λ — коэффициент; для оболочки, образованной вертикальными фермами, $\lambda=2$; для оболочки, образованной наклонными фермами, $\lambda=1$.

Переход от расчетных усилий в эквивалентной сплошной оболочке к усилиям в отдельных стержнях двухсетчатой оболочки (см. рис.

18.11, б), образованной системой вертикальных ферм трех направлений, может быть осуществлен по формулам:

$$\left.\begin{aligned}
N_1 &= \frac{a}{4}\left(\sqrt{3}\,N_x \mp \frac{1}{\sqrt{3}}N_y\right) + \frac{a}{h}\left(\mp\frac{\sqrt{3}}{2}M_y \pm \frac{1}{2\sqrt{3}}M_x\right);\\
N_2 &= \frac{a}{2}\left(\frac{1}{\sqrt{3}}N_y + S\right) + \frac{a}{h}\left(\mp\frac{1}{\sqrt{3}}M_x \mp H\right);\\
N_3 &= \frac{a}{2}\left(\frac{1}{\sqrt{3}}N_y - S\right) + \frac{a}{h}\left(\mp\frac{1}{\sqrt{3}}M_x \pm H\right);\\
S_1 &= \frac{\sqrt{3}}{2}\,\frac{al_p}{h}Q_y;\quad S_2 = S_3 = \frac{3}{4}\,\frac{al_p}{h}Q_x,
\end{aligned}\right\} \qquad (18.10)$$

где N_1, N_2, N_3 — усилия в стержнях трех направлений верхних и нижних сеток; S_1, S_2, S_3 — усилия в раскосах трех направлений, N_x, N_y; S; M_x и M_y, Q_x и Q_y; H — соответственно расчетные нормальные силы, сдвигающие силы, изгибающие моменты, поперечные силы и крутящие моменты в однослойной оболочке.

В формулах (18.10) верхний знак относится к стержню верхней сетки, а нижний — к стержню нижней сетки. Знак «плюс» означает растяжение, знак «минус» — сжатие.

§ 4. КУПОЛЬНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Конструкции куполов бывают трех видов: ребристые (рис. 18.12, *а*), ребристо-кольцевые (рис. 18.12, *б*) и сетчатые (рис. 18.12, *в*).

1. Ребристые купола

Конструкции ребристых куполов состоят из отдельных плоских или пространственных ребер, расположенных в радиальном направлении (см. рис. 18.12, *а*) и связанных между собой прогонами. Верхние пояса ребер в большинстве случаев образуют поверхность купола, обычно сферическую. Несущая конструкция купола может поддерживать кровлю, выполненную в виде специальной надстройки; тогда она может иметь более простое очертание (см. рис. 1.3).

Ребра купола могут быть сквозными в виде легких ферм или сплошного сечения. Ребра сплошного сечения тяжелее, но более просты в изготовлении, особенно при применении прокатных балок. В вершине купола располагается кольцо, к которому примыкают ребра купола. Кольцо следует проектировать достаточно жестким, принимая во внимание его работу на сжатие, изгиб и кручение, так как пара ребер, расположенных в одной диаметральной плоскости и прерванных кольцом, рассматривается как единая арочная конструкция. При шарнирном прикреплении ребер к кольцу и небольшом его диаметре можно считать, что ребра работают как трехшарнирные арки. Иногда при частом расположении ребер или по архитектурным соображениям кольцо получается значительного диаметра. Тогда, чтобы повысить его жесткость и устойчивость, кольцо раскрепляют внутренними распорками.

Ребристые купола являются распорными системами. Распор может быть воспринят конструкцией стен или специальным опорным кольцом (металлическим или железобетонным). Опорное кольцо может иметь в плане форму окружности или многоугольника с жесткими или шарнирными сопряжениями в углах. Круглое кольцо проектируют при достаточно частом расположении ребер. На нижележащие конструкции или на основание кольцо укладывается свободно (с точки зрения развития деформаций в нем) и должно быть закреплено лишь от горизонтального смещения при действии ветровой нагрузки. Наиболее целесообразно устраивать жесткое многоугольное кольцо с опорами в углах, подвижными в радиальном направлении. В этом случае возможны упругие де-

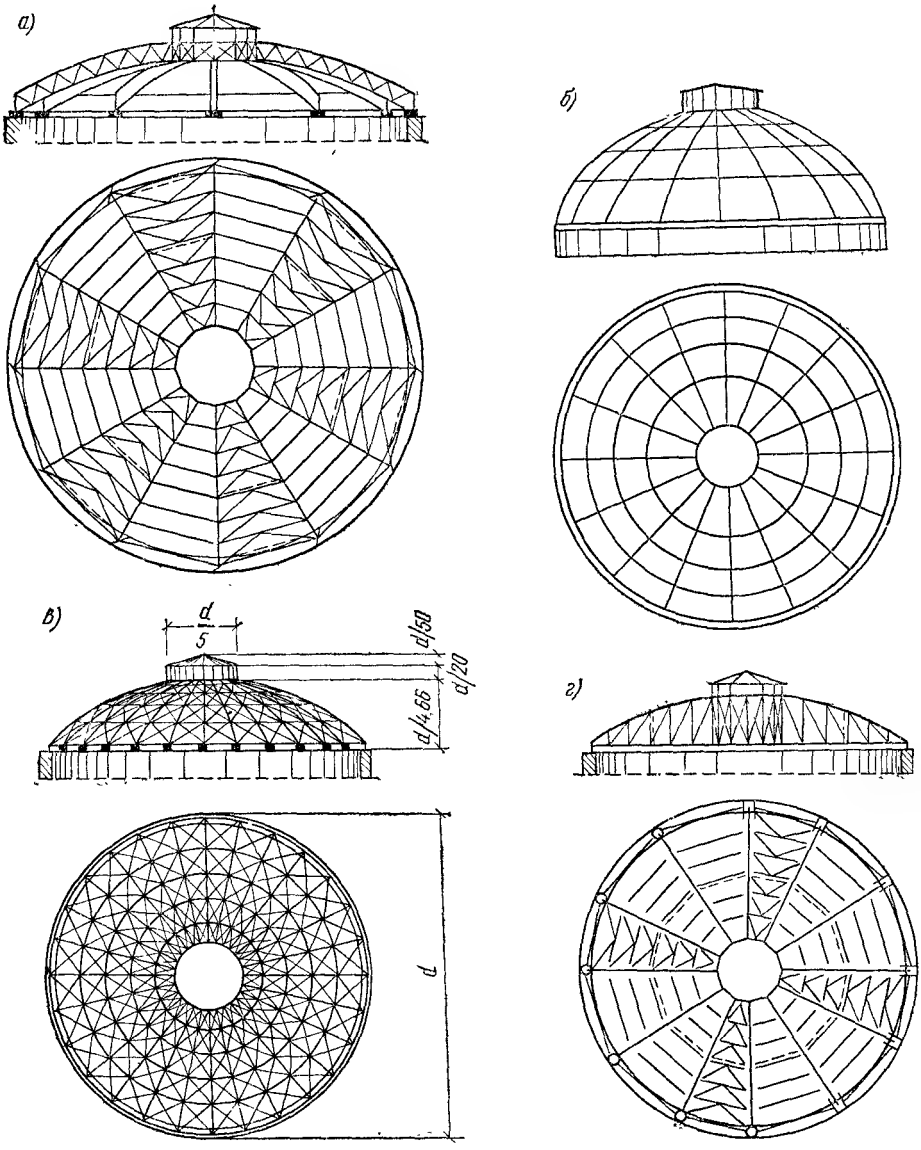


Рис. 18.12. Схемы куполов

а — ребристый; *б* — ребристо-кольцевой; *в* — сетчатый; *г* — радиально балочный

формации кольца от действия распора и температуры, но от горизонтального смещения в целом кольцо оказывается закрепленным.

Между ребрами укладывают кольцевые прогоны (см. рис. 18.12, *а*), на которые опирается кровельный настил. Кольцевые прогоны обеспечивают общую устойчивость ребер купола из их плоскости, уменьшая расчетную их длину. Для обеспечения общей жесткости купола целесообразно в плоскости кровли поставить связи между ребрами (см. рис. 18.12, *а*). В пологих куполах ребра могут иметь горзонтальный нижний пояс, тогда несущая конструкция образует безраспорную радиально-балочную систему (рис. 18.12, *г*).

Ребристый купол при расчете на вертикальную, симметричную относительно оси купола нагрузку может быть расчленен на отдельные плоские арки, каждая из которых воспринимает нагрузку с приходящейся на нее грузовой площади. Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то кольцо может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары ребер, образующих плоскую арку.

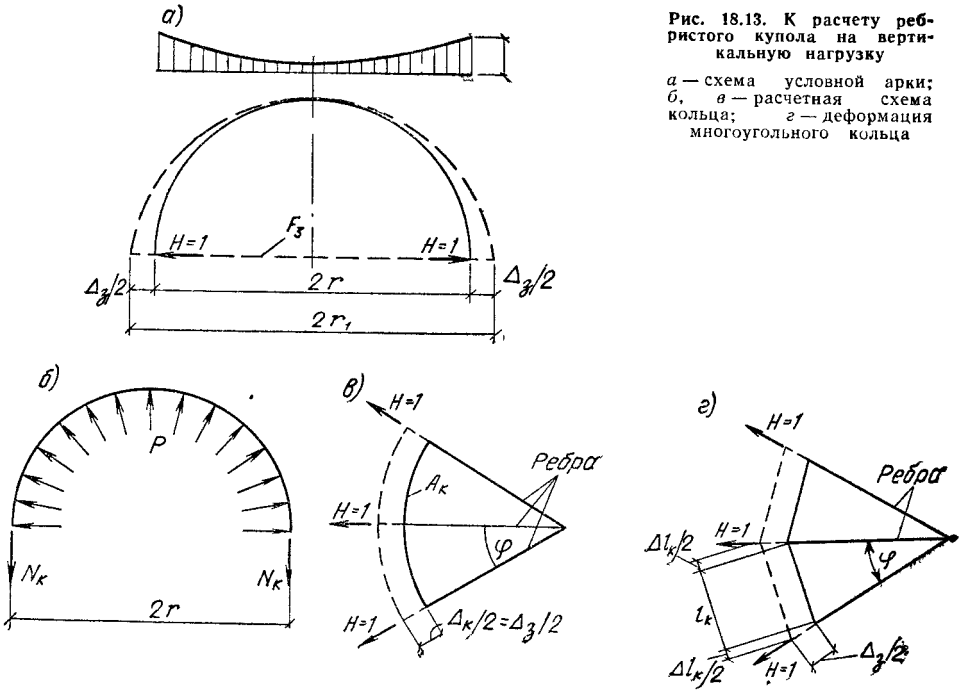


Рис. 18.13. К расчету ребристого купола на вертикальную нагрузку

а — схема условной арки; *б*, *в* — расчетная схема кольца; *г* — деформация многоугольного кольца

Площадь сечения условной затяжки принимается такой, чтобы ее упругие деформации были равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных реакций всех ребер (рис. 18.13).

При частом расположении ребер купола действие их распоров на кольцо можно привести к равномерно распределенной нагрузке (см. рис. 18.13, *б*):

$$p = (nH)/(2\pi r),$$

где n — количество ребер в куполе; H — распор одного ребра (арки); r — радиус опорного кольца купола.

Тогда растягивающее усилие в кольце от единичных распоров

$$N_к = pr = n/(2\pi). \qquad (18.11)$$

Увеличение длины кольца в результате растяжения

$$\Delta l_к = (N_к \cdot 2\pi r)/(E_к A_к) = (nr)/(E_к A_к).$$

Увеличение диаметра кольца $\Delta_к$ получаем из равенства $2\pi r + \Delta l_к = 2\pi r_1$, откуда

$$\Delta_к = 2r_1 - 2r = (\Delta l_к)/\pi = (nr)/(\pi E_к A_к). \qquad (18.12)$$

Удлинение условной затяжки от единичного распора арки (см. рис. 18.13, *а*)

$$\Delta_з = 2r/(E_з A_з), \qquad (18.13)$$

где $E_з A_з$ — жесткость сечения условной затяжки.

Приравнивая удлинения условной затяжки к увеличению диаметра кольца

$$2r_1/(E_з A_з) = (nr)/(\pi E_к A_к),$$

определяем площадь сечения условной затяжки

$$A_з = (2\pi A_к E_к)/(nE_з). \qquad (18.14)$$

Если кольцо имеет вид многоугольника, то аналогичными выкладками можно получить площадь сечения условной затяжки, эквивалентной кольцу по упругим деформациям (см. рис. 18.13, *г*)

$$A_з = \frac{4r_1 E_к A_к}{l_к E_з} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \qquad (18.15)$$

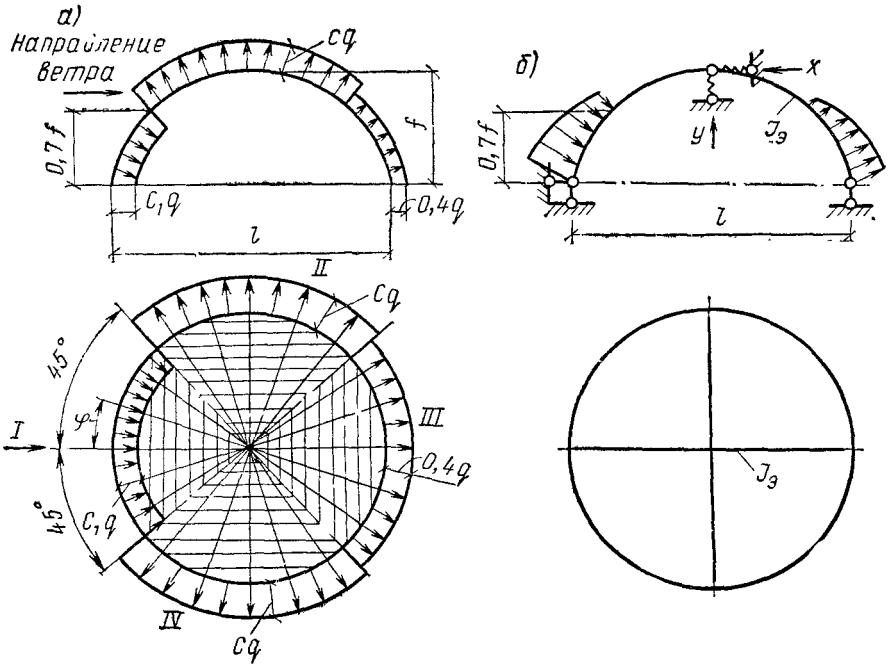


Рис. 18.14. К расчету ребристого купола на ветровую нагрузку

а — схема ветровой нагрузки; *б* — расчетная схема

где $l_к$ — длина прямолинейного участка кольца между двумя смежными ребрами купола; φ — угол между ребрами.

Верхнее кольцо, работающее на сжатие, должно быть проверено на прочность

$$\sigma = N_к / A_{к.в} = p_в r_в / A_{к.в} \leqslant R$$

и на устойчивость

$$N_{к.в} = p_в r_в \leqslant N_{кр} = (3EI_{к.в})/r_в^2,$$

где $r_в$, $A_{к.в}$ — соответственно радиус и площадь сечения верхнего кольца; $p_в = (nH)/(2\pi r_в)$ — действия распоров, приведенные к равномерному давлению, $I_{к.в}$ — момент инерции сечения верхнего кольца относительно вертикальной оси.

При расчете купола на горизонтальную ветровую или несимметричную вертикальную нагрузку конструкцию расчленяют на диаметрально расположенные арки. Арка, получающая от нагрузки наибольшее горизонтальное смещение, испытывает упругий отпор арок, расположенных под углом к ней. Если для простоты расчета предположить, что горизонтальные сечения купола смещаются в горизонтальном направлении одно относительно другого без поперечных деформаций, то упругий отпор можно считать приложенным в ключе арки.

Схема воздействия нормальной составляющей ветровой нагрузки на купол изображена на рис. 18.14, *а*. Аэродинамические коэффициенты даны в таблице. Купол разбивается на четыре квадранта: в первом и третьем квадрантах равнодействующие ветрового давления действуют в одном направлении и вызывают горизонтальное смещение; во втором и четвертом квадрантах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает.

Значения аэродинамических коэффициентов c и c_1

f/l	0,5	0,4	0,3	0,2
c	1,2	1,1	1	0,9
c_1	0,7	0,6	0,4	0,3

Наибольшее смещение получает расчетная арка, расположенная в плоскости равнодействующей ветрового давления в первом и третьем квадрантах.

Все арки, расположенные в первом и третьем квадрантах, можно рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции

$$I_э = I \sum_m \cos \varphi_i, \tag{18.16}$$

где I — момент инерции одной арки, φ_i — угол наклона i-й арки к направлению равнодействующей ветровой нагрузки (см рис. 18.14).

Сумма Σ относится ко всем аркам первого и третьего квадрантов (m — число арок). Эквивалентную арку рассчитывают на ветровое давление, приложенное только к части арки (две трети ее длины), примыкающей к опорам (см. рис. 18.14, *б*). Средняя часть арки по длине испытывает симметричный отсос, не влияющий на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во втором и четвертом квадрантах, оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки. Горизонтальная и вертикальная податливость ключевого сопряжения соответственно:

$$\Delta_x = \int \frac{M_x^2\, dx}{I \sum_m \cos \varphi}; \tag{18.17}$$

$$\Delta_y = \int \frac{M_y^2\, dx}{\sum_m I} = \int \frac{M_y^2\, dx}{nI}, \tag{18.18}$$

где M_x, M_y — изгибающие моменты в арках от сил $x=1$ и $y=1$ (см рис 18 14); суммы Σ относятся к аркам второго и четвертого квадрантов (n — число арок).

Считая эквивалентную арку для простоты трехшарнирной, получим по методу сил систему уравнений для определения неизвестных реакций X и Y:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{xx} X + \delta_{xy} Y + \delta_{px} &= \Delta_x X; \\ \delta_{yx} X + \delta_{yy} Y + \delta_{py} &= \Delta_y Y, \end{aligned}\right\} \tag{18.19}$$

$$\text{где } \delta_{xy} = \delta_{yx} = 0;$$

где δ_{px} и δ_{py} — перемещения арки от ветровой нагрузки;

$$\left.\begin{aligned} \delta_{xx} &= \int \frac{M_x^2\, dx}{EI_э} = \int \frac{M_x^2\, dx}{EI \sum_m \cos \varphi}; \\ \delta_{yy} &= \int \frac{M_y^2\, dx}{E \sum_m I} = \int \frac{M_y^2\, dx}{mEI}; \\ \delta_{px} &= \int \frac{M_p M_x\, dx}{EI_э} = \int \frac{M_p M_x\, dx}{EI \sum_m \cos \varphi}; \\ \delta_{py} &= \int \frac{M_p M_y\, dx}{E \sum_m I} = \int \frac{M_p M_y\, dx}{mEI}. \end{aligned}\right\} \tag{18.20}$$

Найдя X и Y из уравнений (18.19), легко можно определить опорные реакции в трехшарнирной статически определимой арке. Усилия, полученные для эквивалентной арки, распределяются по аркам первого и третьего квадрантов пропорционально их приведенным жесткостям. В наиболее нагруженной арке, расположенной по направлению действия ветра, усилие может быть получено давлением усилия в эквивалентной арке на величину $\sum_m \cos \varphi$.

2. Ребристо-кольцевые купола

В ребристо-кольцевых куполах кольцевые прогоны с ребрами составляют одну жесткую пространственную систему (см. рис. 18.12, *б*). В этом случае кольцевые прогоны не только работают на изгиб от реакций промежуточных ребер, но и воспринимают растягивающие или сжимающие кольцевые усилия.

Сечения купола, находящиеся в плоскостях кольцевых прогонов, не имеют свободных горизонтальных перемещений, так как они связаны между собой жесткими кольцами. Вес ребер в ребристо-кольцевой конструкции купола уменьшается благодаря включению в работу кольцевых прогонов. Наиболее простое конструктивное решение получается, когда ребра и кольцевые прогоны сделаны из прокатных профилей. В этом случае сопряжения ребер с прогонами можно конструировать по типу шарнирных сопряжений в балочных системах.

Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевом куполе работают так же, как опорное кольцо в ребристом куполе, и могут быть заменены условными затяжками (рис. 18.15). Таким образом, при симметричной относительно оси купола нагрузке расчет купола можно вести, расчленяя его на плоские арки с затяжками на уровне кольцевых прогонов (см. рис. 18.13). Площадь сечений условных затяжек определяется по формулам (18.14) или (18.15).

Неизвестные усилия в затяжках проще всего определять методом сил, решая систему уравнений с n неизвестными, где n — число условных затяжек. При горизонтальных нагрузках ребристо-кольцевой купол рассчитывают так же, как и ребристый, условно считая, что сечения купола смещаются одно относительно другого без поперечных деформаций[1].

3. Сетчатые купола

Если в ребристом и ребристо-кольцевом куполе увеличить связность системы, то можно получить сетчатые купола с шарнирным соединением стержней в узлах. В сетчатых куполах между ребрами и кольцами располагаются раскосы, благодаря которым усилия распределяются по поверхности купола и стержни работают только на осевые силы, что уменьшает вес ребер и колец. Могут быть и другие рисунки сетчатых поверхностей.

В последнее время при строительстве куполов большого диаметра сетчатые купола получают широкое распространение благодаря своей легкости и красивому рисунку конструктивной схемы.

Обычная система сетчатого купола состоит из радиальных ребер, кольцевых прогонов и диагоналей, поставленных в каждом четырехугольнике, ограниченном двумя ребрами и двумя прогонами, т. е. представляет собой многогранник, образованный из ребер и кольцевых прогонов. Отдельные плоские грани этого многогранника в конструктивном отношении могут представлять собой отдельные плоские рамки, являющиеся монтажными элементами купола, соединяемыми между собой обычно на болтах. В таком случае ребра и кольца образуются из парных элементов, окаймляющих смежные грани.

Снизу купол завершается нижним кольцом, воспринимающим распор купола. Сверху купол имеет кольцо, к которому примыкают верхние стержни сетки; часто это кольцо поддерживает конструкцию фонаря.

Многогранники сетчатых куполов могут быть весьма разнообразными. Распространены звездчатые купола, все грани которых являются треугольниками, а также геодезические системы куполов, несущие элементы которых являются ребрами многоугольника, вписанного в сферу

---

[1] **Уманский А. А.** Пространственные системы. — М.: Стройиздат, 1948.

Рис. 18.15. К расчету ребристо-кольцевого купола на вертикальную нагрузку

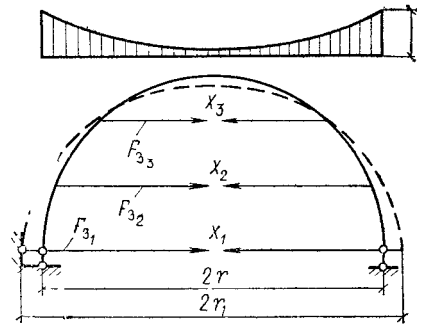
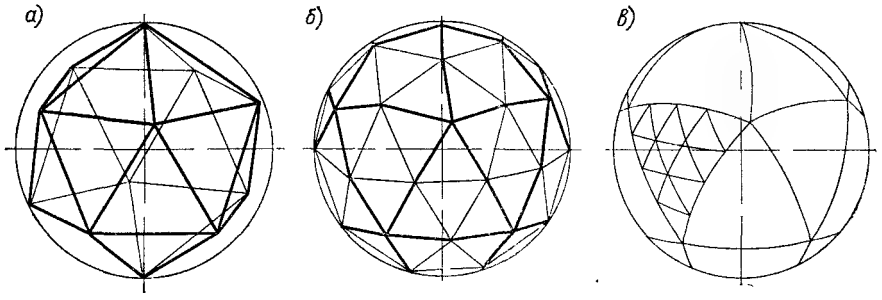


Рис. 18.16. Схемы геодезических куполов. Икосаэдр и его развитие



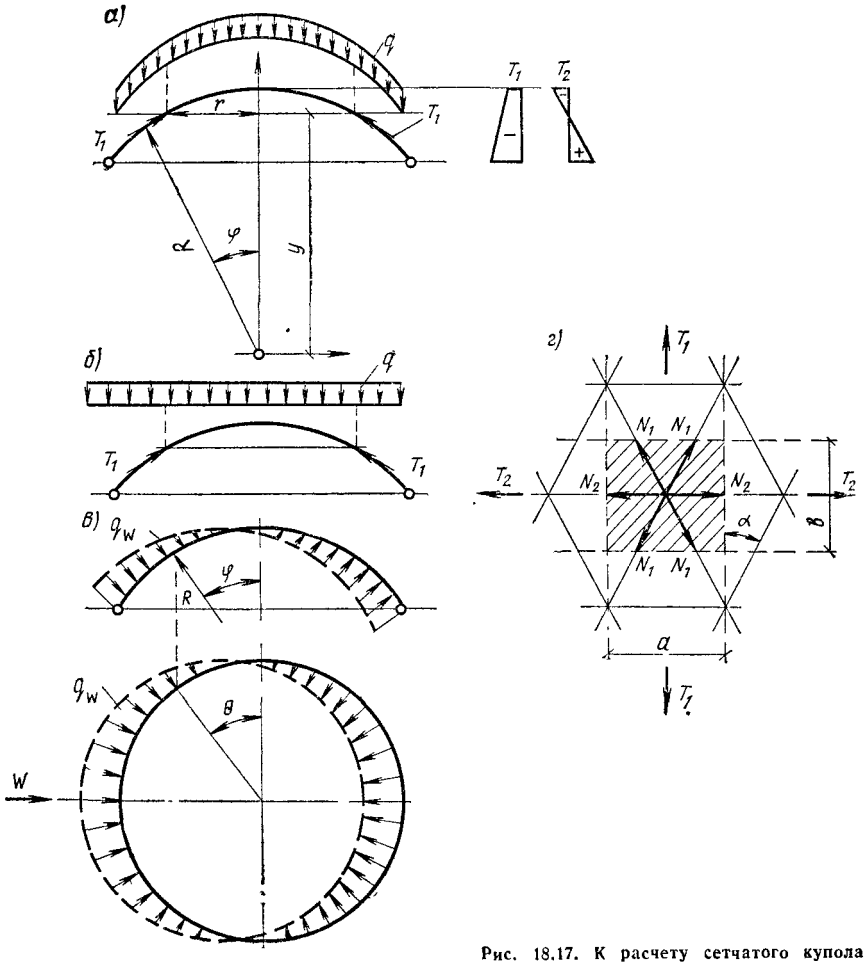


Рис. 18.17. К расчету сетчатого купола

(рис. 18.16). В геодезических куполах достигается наибольшая однотипность стержней и узлов, что дает большие производственные преимущества.

В сферу можно вписать пять многогранников с одинаковыми гранями. Наибольшее количество одинаковых граней имеет икосаэдр (рис. 18.16, *а*). Взяв за основу икосаэдр, можно получать многоугольники с большим количеством граней и одновременно увеличить число их типов. Так, 80- гранник имеет два типа граней (рис. 18.16, *б*), 320-гранник имеет пять типов (рис. 18.16, *в*).

Купол может быть однослойным и двухслойным. Узлы сопряжения стержней в двухслойных геодезических куполах размещаются аналогично узлам структур на поверхностях двух концентрически расположенных сфер, разность радиусов которых определяет конструктивную высоту поверхности купола. Двухслойная конструкция купола обладает большой жесткостью и несущей способностью и может перекрывать пролеты практически неограниченных размеров.

Стержни сетчатых куполов большей частью делают из труб; узлы осуществляют на штампованных фасонках, шаровых сердечниках или патрубках. В несущую систему куполов может быть включена ограждающая конструкция, состоящая из штампованных алюминиевых или стальных листов. Расчет сетчатых куполов производится на ЭВМ.

Приближенно сетчатые купола рассчитывают по безмоментной теории как сплошную осесимметричную оболочку.

При действии на купол сплошной равномерно распределенной по поверхности купола нагрузки g, кН/см² (собственный вес), в нем появляются меридиональные T_1, кН/см², и кольцевые, T_2, кН/см², усилия (рис. 18.17, *а*).

Меридиональное усилие можно найти из уравнения (18.21), т. е. проекции на вертикальную ось всех сил, приложенных к отсеченной части купола горизонтальной плоскостью, на расстоянии y от центра сферы:

$$T_1 2\pi r \sin\varphi = G = -g\,2\pi R\,(R-y), \tag{18.21}$$

где G — полная нагрузка, действующая на отсеченную часть купола.

Отсюда меридиональное усилие на единицу длины

$$T_1 = -g\frac{R^2}{R+y} = -g\frac{R}{1+\cos\varphi}. \tag{18.22}$$

Кольцевое усилие T_2 можно найти из основного уравнения безмоментной сферической оболочки при действии равномерно распределенного давления p, направленного к центру сферы:

$$T_1 + T_2 = pR. \tag{18.23}$$

Выражая в уравнении (18.23) давление p через вертикальную нагрузку $p = g\cos\varphi$, а T_1 — через значение (18.22), получим

$$-g\frac{R}{1+\cos\varphi} + T_2 = -g\cos\varphi\,R, \tag{18.24}$$

откуда

$$T_2 = -Rg\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right) = -g\frac{y^2+yR-R^2}{y+R}. \tag{18.25}$$

Решая уравнение $y^2+yR-R^2=0$, можно найти горизонтальную плоскость, на которой кольцевое усилие (см. рис. 18.17, *а*) переходит от сжимающего к растягивающему (в нижней части оболочки) $y=0{,}618R$.

В вершине купола при $y=R$ получаем

$$T_1 = T_2 = -g\,(R/2);$$

в основании оболочки, образующей полусферу,

$$y = 0 - T_1 = T_2 = gR.$$

Аналогичные выражения получаем при действии на купол нагрузки q, равномерно распределенной по проекции поверхности на горизонтальную плоскость (см. рис. 18.17, *б*):

$$T_1 = -qR/2; \quad T_2 = -(qR/2)\cos 2\varphi. \tag{18.26}$$

Кольцевое усилие равно нулю при $y=0{,}707R$.

При расчете на ветровую нагрузку принимают, что ветровое давление $q_в$ действует на полушаровую оболочку по кососимметричной схеме (см. рис. 18.17, *в*), направлено нормально к поверхности и равно:

$$q_в = q_0 \sin\varphi \sin\theta, \tag{18.27}$$

где q_0 — расчетная нагрузка от давления ветра на вертикальную плоскость на уровне основания купола.

Для рассмотренной схемы получены меридиональные усилия

$$T_1 = q_0 R \frac{\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\sin\theta \tag{18.28}$$

и кольцевые усилия

$$T_2 = q_0 R\left[\sin\varphi - \frac{\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\right]\sin\theta. \tag{18.29}$$

Усилия в стержнях купола определяют умножением усилий T_1 и T_2 на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемом сечении купола и проектирование их на направления стержней (рис. 18.17, *г*).

Усилие в стержне меридионального направления

$$N_1 = (T_1 a)/(2\cos\alpha). \tag{18.30}$$

Усилие в кольцевом стержне

$$N_2 = T_2 b. \tag{18.31}$$

Помимо осевых усилий N_1 и N_2 в стержнях могут возникать изгибающие моменты от местной нагрузки.

Чтобы избежать потери устойчивости в вертикальной плоскости, момент инерции стержней должен удовлетворять условию

$$I \geqslant (T_1 Ra)/(0{,}5E)\sqrt{(T_1 R)/(0{,}5E)}. \tag{18.32}$$

Глава 19. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Висячими называют покрытия, в которых основные элементы пролетной несущей конструкции работают на растяжение. В растянутых элементах наиболее полно используются высокопрочные материалы, поскольку их несущая способность определяется прочностью, а не устойчивостью. Во многих покрытиях несущая конструкция выполнена из стальных канатов-тросов, свитых из высокопрочной проволоки ($\sigma_в = 1200..2400$ МПа). Работа на растяжение, позволяющая полностью использовать всю площадь сечения ванта, и высокая прочность материала приводят к тому, что масса несущей конструкции относительно мала, а следовательно, эффективность применения висячих конструкций возрастает с увеличением пролета.

Ряд висячих покрытий выполнен в виде стальных оболочек-мембран, работа которых на растяжение в двух направлениях делает их также малометаллоемкими.

Таким образом, висячие конструкции покрытий являются одной из наиболее перспективных конструктивных форм для применения новых высокопрочных материалов.

Висячие покрытия легко транспортировать (так как они не имеют крупногабаритных элементов); монтаж их можно вести без подмостей. Однако сооружение висячих покрытий имеет свои трудности, от удачного преодоления которых зависит эффективность покрытия в целом.

Висячие системы — системы распорные, и для восприятия распора (горизонтальной составляющей тяжения тросов или оболочки) необходима опорная конструкция, стоимость которой может составлять значительную часть стоимости всего покрытия. Уменьшить стоимость опорной конструкции за счет повышения эффективности ее работы возможно созданием покрытий круглой, овальной и других непрямоугольных форм плана, который плохо согласуется с планировкой производственных зданий и поэтому в них применяется редко.

К специфическим особенностям висячих покрытий относится их повышенная деформативность. Это вызвано тем, что модуль упругости витых тросов меньше, чем у прокатной стали, и составляет лишь $E \approx (1{,}5...1{,}8)\ 10^5$ МПа, а область упругой работы высокопрочного материала значительно больше, чем у обычной стали. Таким образом, относительная деформация троса в упругой стадии работы $\varepsilon = \sigma/E$ получается в несколько раз больше, чем у элементов из обычной стали.

Повышенная деформативность висячих покрытий определяется также и тем, что большинство систем висячих покрытий является системами *мгновенно-жесткими* (частный случай геометрически изменяемых систем), т. е. системами, которые работают упруго лишь на равновесные нагрузки (обычно равномерно распределенные, например вес покрытия), а при действии неравновесных нагрузок (обычно неравномерно распределенных по покрытию) в них помимо упругих деформаций появляются еще и кинематические перемещения (неупругие перемещения системы, определяемые изменением ее геометрической схемы, под действием нагрузки другого, отличного от первоначального вида). Чтобы уменьшить кинематические перемещения, висячие покрытия часто проектируют со специальными стабилизирующими устройствами и предварительно напрягают; дополнительные конструктивные мероприятия несколько снижают эффективность применения висячих систем покрытий. Повышенная деформативность висячих покрытий затрудняет их применение в зданиях с крановым оборудованием. Обе эти причины серьезно сдерживают применение висячих покрытий в производственных зданиях; висячие покрытия в настоящее время применяются в основном для общественных зданий и спортивных сооружений больших пролетов [4].

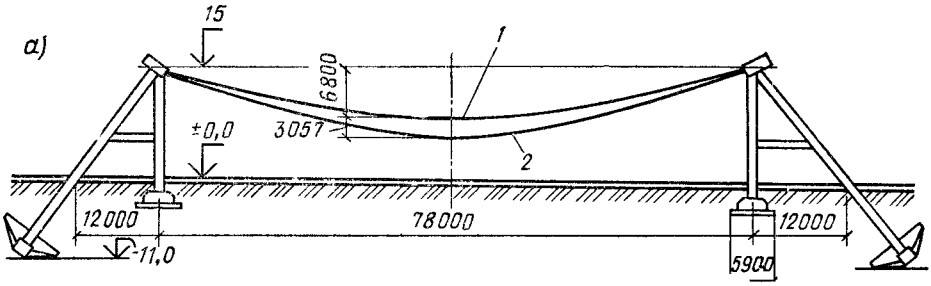
Висячие покрытия, как правило, рассчитываются на ЭВМ с учетом нелинейности их деформации. (Конструктивные решения см. в книге Н. М. Кирсанова [1].)

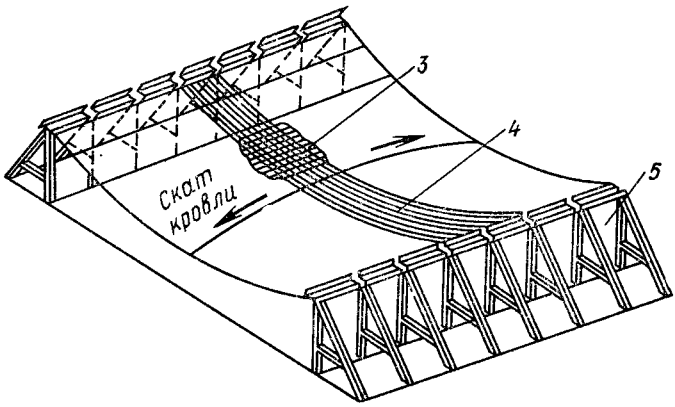
§ 2. ОДНОПОЯСНЫЕ СИСТЕМЫ С ГИБКИМИ ВАНТАМИ

Примером таких систем могут служить покрытие гаража в Красноярске пролетом 78 м (рис. 19.1, *а*) и покрытие рынка диаметром 80 м в Бауманском р-не Москвы (рис. 19.1, *б*). Оба покрытия представляют собой предварительно напряженные железобетонные оболочки, работающие на растяжение. Напряженной арматурой в них является система из гибких вант, на которые во время монтажа укладывают сборные железобетонные плиты. До замономоличивания швов между плитами на ванты дается пригруз или создается натяжение вант, что совместно с весом конструкции вызывает растягивающие напряжения в вантах, близкие к их расчетному сопротивлению. После твердения бетона замоноличивания пригруз снимают, ванты обжимают железобетонные плиты, и образовавшаяся железобетонная оболочка получает предварительное напряжение сжатия, позволяющее ей воспринимать растягивающие напряжения от внешних нагрузок и обеспечивающее общую жесткость конструкции; несущая же способность оболочки обеспечивается растяжением вант. В покрытиях прямоугольного плана (см. рис. 19.1, *а*) распор вант воспринимает опорная конструкция из оттяжек и анкеров, закрепленных в грунте; в покрытиях круглого плана (рис. 19.1, *б*) распор передается на наружное (сжатое) железобетонное кольцо, лежащее на колоннах, и внутреннее (растянутое) металлическое кольцо. Стрела провеса вант таких покрытий обычно составляет $f \approx (1/10...1/20)\,l$; оболочки являются пологими.

Сечение вант покрытия определяют по монтажной нагрузке, когда покрытие полностью равномерно загружено весом конструкции и пригрузом (до схватывания бетона в процессе замоноличивания). В этом

[1] **Кирсанов Н. М.** Висячие и вантовые конструкции. — М.: Стройиздат, 1981. — 158 с.





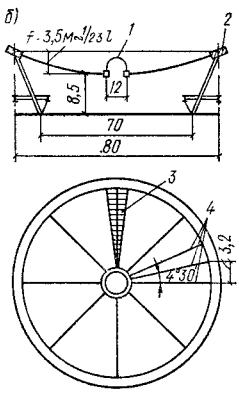


Рис. 19.1. Однопоясные покрытия с гибкими вантами и железобетонными плитами

а — гаража в Красноярске. *1* — середина; *2* — торец; *3* — железобетонные плиты, *4* — несущие стержни диаметром 40 мм через 1500 мм; *5* — остекление (условно не показано); *б* — рынк в Бауманском р-не Москвы: *1* — светоаэрационный фонарь, *2* — железобетонное кольцо 1×1,5 м, *3* — керамзитобетонные плиты, *4* — тросы диаметром 52,5 мм

случае ванты работают как отдельные нити (связность их в центре круглого покрытия не сказывается на их работе), и распор в них можно определять без учета их деформаций:

$$H = M/f, \tag{19.1}$$

где M — балочный момент от расчетной нагрузки; f — стрела провеса ванты в том же сечении.

Наибольшее усилие в ванте будет на опоре: $T = \sqrt{H^2+V^2}$, (19.2) где V — балочная опорная реакция.

Чтобы определить распор более точно, с учетом деформации ванты, можно воспользоваться формулой

$$H^3 + \left(\frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0\right) H^2 = EAD/2l. \tag{19.3}$$

Здесь H_0 — распор в ванте от начальной нагрузки g (например, веса покрытия), он обычно определяется по формуле (19.1) по заданным геометрическим параметрам l и f_0; f_0 — стрела начального провеса ванты; H — распор в ванте от полной нагрузки, $D_0 = \int_0^l Q_0^2\,dx$, $D = \int_0^l Q^2 dx$ — параметры начальной и полной нагрузок: для равномерно распределенной нагрузки $D = (g+p)^2 l^3/12$; для нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах (круглые покрытия с радиальными вантами), $D = (g+p)^2 l^3/80$; l, EA — пролет ванты и ее жесткость на растяжение.

Прогиб ванты в середине пролета приближенно можно определить: при действии равномерно распределенной нагрузки p

$$\Delta f = \frac{3}{128}\frac{m^2 pl^4}{EAf^2}, \text{ где } m = \frac{L}{l} = 1 + \frac{8}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2; \tag{19.4}$$

при действии нагрузки, распределенной по двум треугольникам с вершинами на опорах,

$$\Delta f = \frac{5}{864}\frac{m^2 pl^4}{EAf^2}, \text{ где } m = \frac{L}{l} = 1 + \frac{18}{5}\left(\frac{f}{l}\right)^2. \tag{19.5}$$

§ 3. ОДНОПОЯСНЫЕ СИСТЕМЫ С ЖЕСТКИМИ ВАНТАМИ

В таких покрытиях (рис. 19.2) гнутые двутавры — жесткие ванты, прикрепленные концами к наклонным пилонам, — работают под действием нагрузки на растяжение с изгибом, причем при действии равномерной нагрузки доля изгиба в напряжениях невелика. При действии неравномерной нагрузки жесткие ванты начинают сильно сопротивляться местному изгибу, чем значительно уменьшают деформативность всего покрытия.

Деформации и усилия в ванте с неподвижными опорами, расположенными на одном уровне, при действии равномерно распределенной нагрузки можно определить по формулам:

а) прогиб середины пролета

$$\Delta f = f - f_0, \tag{19.6}$$

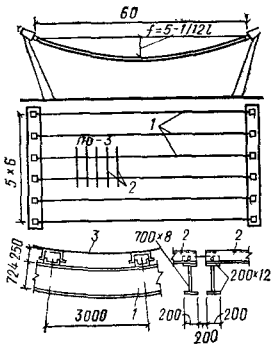


Рис. 19.2. Плавательный бассейн в Харькове

1 — продольные изгибно-жесткие ребра; *2* — поперечные ребра, мембрана алюминиевая, $t=1{,}5$ мм

где f — провес ванты под нагрузкой, определяется из уравнения

$$\frac{4}{15}\frac{A}{Im_1}f^3 + \left(1 - \frac{4}{15}\frac{A}{Im_1}f_0^2 + \frac{H_0 l^2}{10EI}\right)f = \frac{(g+p)\,l^4}{80EI} + f_0, \tag{19.7}$$

здесь I — момент инерции ванты; A — площадь ее поперечного сечения;

$$m_1 = 1 + \frac{16}{3}\left(\frac{f_0}{l}\right)^2;$$

б) распор в ванте

$$H = \frac{8}{3}\frac{EA}{l^2 m_1}(f + f_0)\,\Delta f + H_0; \tag{19.8}$$

в) изгибающий момент в середине пролета ванты

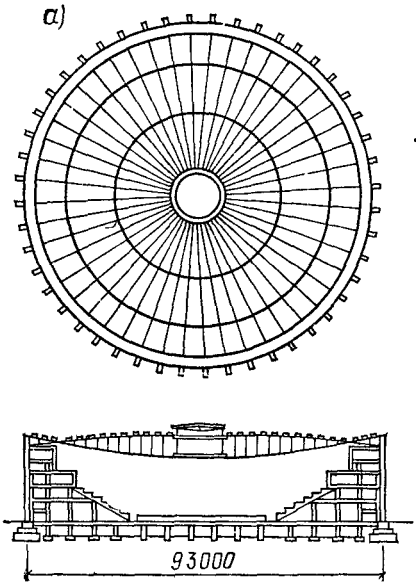
$$M = (g+p)\,l^2/8 - Hf. \tag{19.9}$$

Расчет ванты на действие произвольной нагрузки приведен в [4]. Существенным преимуществом системы являются возможность устройства легкой кровли и отсутствие необходимости в предварительном напряжении (его роль выполняет изгибная жесткость элементов), что значительно облегчает как сами несущие конструкции, так и опорные конструкции.

Покрытия этого типа применены также над плавательным бассейном спорткомплекса «Олимпийский» в Москве.

§ 4. ДВУХПОЯСНЫЕ СИСТЕМЫ

Две системы вант в покрытиях подобного типа (рис. 19.3, *а*): *несущих*, имеющих выгиб вниз, и *стабилизирующих*, имеющих выгиб вверх, — делают эту систему мгновенно-жесткой, способной восприни-



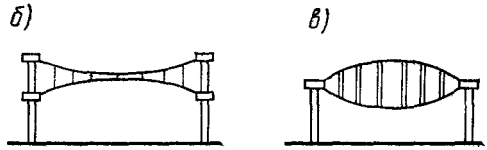


Рис. 19.3. Двухпоясные системы

а — покрытие дворца спорта «Юбилейный» в Ленинграде; *б*, *в* — схемы двухпоясных систем

мать нагрузки, действующие в двух различных направлениях (собственный вес покрытия и снег, действующие вниз, вызывают в несущей нити растяжение, а в стабилизирующей — сжатие и отсос ветра, действующий вверх, вызывает в нитях усилия обратного знака) независимо от жесткости кровли. Поэтому в большинстве покрытий данного типа применялась легкая кровля (обычно щитовая из оцинкованных металлических листов с утеплителем и гидроизоляцией).

Чтобы обеспечить работоспособность гибких стабилизирующих вант покрытия, система предварительно напрягается, причем величина предварительного растяжения стабилизирующих вант должна быть больше возможного сжатия в них же от временной нагрузки.

Большое влияние на экономическую эффективность системы оказывает способ размещения несущих и стабилизирующих вант. При размещении несущих вант над стабилизирующими (рис. 19.3, *б*) они соединены между собой легкими растяжками, на которые требуется очень мало металла. Однако в этом случае для каждой системы вант приходится делать свой самостоятельный опорный контур. При размещении стабилизирующих вант над несущими (рис. 19.3, *в*) опорный контур для обеих систем вант может быть общим и расход материала на его устройство будет минимальным. Однако в этом случае потребуется больший расход металла на сжатые стойки, соединяющие обе системы вант, из-за необходимости обеспечения их устойчивости. Удачное решение представлено на рис. 19.3, *а*: сжатые стойки короткие, а распор двух систем вант воспринимается одним сжатым железобетонным кольцом и работой колонн на изгиб (от смещения кольца), опертых внизу на фундамент, а вверху — на железобетонное горизонтальное кольцо.

Усилия в поясах системы при действии на нее временной равномерно распределенной вертикальной нагрузки p приближенно можно определять, предполагая, что эта нагрузка распределена между поясами, по формулам:

распор несущего пояса

$$H_н = H_{н0} + [M^0(p_н)]/f_н; \tag{19.10}$$

остаточный распор стабилизирующего пояса

$$H_с = H_с^п - \left[M^0(p_с)\right]/f_с, \tag{19.11}$$

где $H_{н0} = H_н^п + [M^0(g)]/f_н$ — начальный распор в несущем поясе; $H_н^п$ — распор предварительного напряжения в несущем поясе, $M^0(g)$ — балочный момент от веса систе-

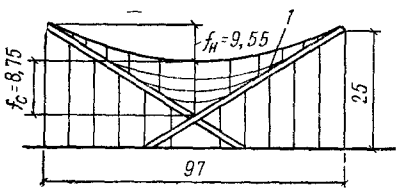
мы; $M^0(p_н)$ — балочный момент от части временной нагрузки $p_н=p-p_с$, воспринимаемой несущим поясом, $p_с=\alpha_1 p/(1+\alpha_1)$ — часть временной нагрузки, воспринимаемой стабилизирующим поясом, $\alpha_1=\dfrac{m_н^2}{m_с^2}\dfrac{A_с f_с^2}{A_н f_н^2}$ — коэффициент пропорциональности распределения нагрузки между поясами; $A_н$, $f_н$, $A_с$, $f_с$ — площади сечения и провесы несущего и стабилизирующих поясов; $m_н=L_н/l$, $m_с=L_с/l$ — отношения длин к пролету системы; $H_с^п=H_н^п(f_н/f_с)$ — распор предварительного напряжения в стабилизирующем поясе; $M^0(p_с)$ — балочный момент от части временной нагрузки $p_с$, воспринимаемой стабилизирующим поясом.

Величину предварительного напряжения системы надо назначать так, чтобы остаточное усилие в стабилизирующем поясе при действии расчетной нагрузки p было положительным: $H_с>0$.

Прогиб системы от временной нагрузки p можно приближенно определить по формуле

$$\Delta f = k\frac{pl^4}{(1+\alpha_1)\,EA_н f_н^2}, \tag{19.12}$$

где $k=3/128$ при равномерно распределенной нагрузке; $k=5/864$ при нагрузке по двум треугольникам (для радиальных вант).



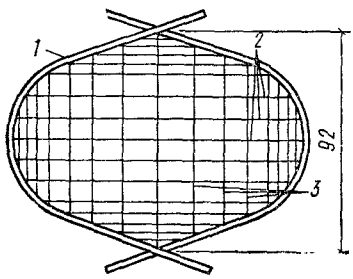


Рис. 19.4. Рэлей-арена
1 — железобетонные арки, *2* — несущие тросы диаметром 32 мм через 1,83 м, *3* — стабилизирующие тросы диаметром 19 мм через 1,83 мм

§ 5. СЕДЛОВИДНЫЕ НАПРЯЖЕННЫЕ СЕТКИ

Покрытие седловидными сетками применяется для постоянных зданий и временных сооружений. Примером покрытия постоянного сооружения может служить Рэлей-арена в США (рис. 19.4), возведенная в 1953 г. и давшая мощный толчок развитию висячих покрытий; временного сооружения — покрытие Олимпийского стадиона в Мюнхене (рис. 19.5).

Сетка покрытия, имеющая выгнутые вниз несущие и выгнутые вверх стабилизирующие тросы, принимается по поверхности двоякой кривизны (чаще всего по поверхности гиперболического параболоида); такая форма поверхности позволяет предварительно напрягать сетку. Сетка двоякой кривизны по своей геометрической связности является мгновенно-жесткой системой и, подобно двухпоясным системам, для устойчивой работы стабилизирующих тросов требует предварительного напряжения. Расстояние между смежными параллельными тросами сетки зависит от конструкции кровли. В легких сооружениях, покрытых пленкой или брезентом, оно не должно превышать 1 м во избежание образования больших водяных мешков.

Форма плана покрытия может быть весьма разнообразной, но в постоянных сооружениях сетку чаще всего закрепляют на две наклонные железобетонные параболические арки или опорное кольцо сложной конфигурации, которые и воспринимают тяжение сетки покрытия.

Во временных сооружениях сетка часто окаймляется более мощным тросом — подбором, который, работая на растяжение, служит опорной конструкцией сетки.

Работа сетки при действии внешней нагрузки подобна работе двухпоясной системы, т. е. внешняя нагрузка увеличивает начальные растягивающие усилия в несущих тросах и уменьшает начальное растяжение в стабилизирующих. На работу сетки оказывает большое влияние де-

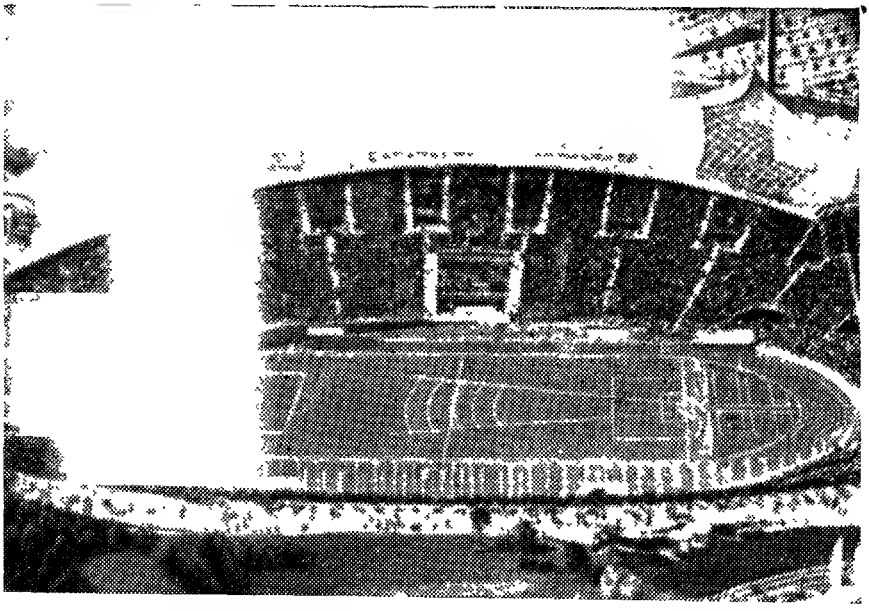


Рис. 19.5. Покрытие трибун стадиона в Мюнхене

формация опорной конструкции, уменьшающая предварительное напряжение сетки и увеличивающая ее прогибы.

Поверхность сетки в постоянных сооружениях, где значительные постоянные нагрузки равномерно распределены по поверхности покрытия, рекомендуется принимать в форме гиперболического параболоида (гипара) по уравнению

$$z = f_{\text{н}}(x/a)^2 - f_{\text{с}}(y/b)^2, \tag{19.13}$$

где $f_{\text{н}}$, $f_{\text{с}}$ — соответственно стрелки провеса средних несущей и стабилизирующих нитей; a, b — соответственно полупролеты этих нитей.

Выбор поверхности в форме гипара обеспечивает примерное равенство усилий во всех нитях каждого семейства при равномерном нагружении покрытия, а следовательно, и равенство сечений тросов.

В свою очередь выбор параболических арок в качестве опорной конструкции обеспечивает минимальные изгибающие моменты в них от одинаковых тяжений несущих нитей покрытия, а следовательно, и минимальные деформации самой опорной конструкции, что весьма благоприятно отражается на работе всего покрытия.

Приближенный расчет седловидной сетки приведен в [4]; точный расчет возможен только на ЭВМ.

Седловидными сетками в настоящее время покрыты многие постоянные и временные сооружения как в СССР, так и за рубежом.

§ 6. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ-МЕМБРАНЫ

В последние годы среди висячих систем покрытий широкое применение получили тонкостенные металлические оболочки-мембраны. Главным преимуществом этих систем являются совмещение несущей и ограждающей функций и индустриальность изготовления. Утеплитель и гидроизоляцию кровли в них укладывают непосредственно на несущую оболочку, не применяя кровельных плит.

Полотнища оболочек изготовляют на заводе и доставляют на строительство в виде рулонов, из которых на месте собирают всю оболочку без применения лесов (рис. 19.6 и 19.7).

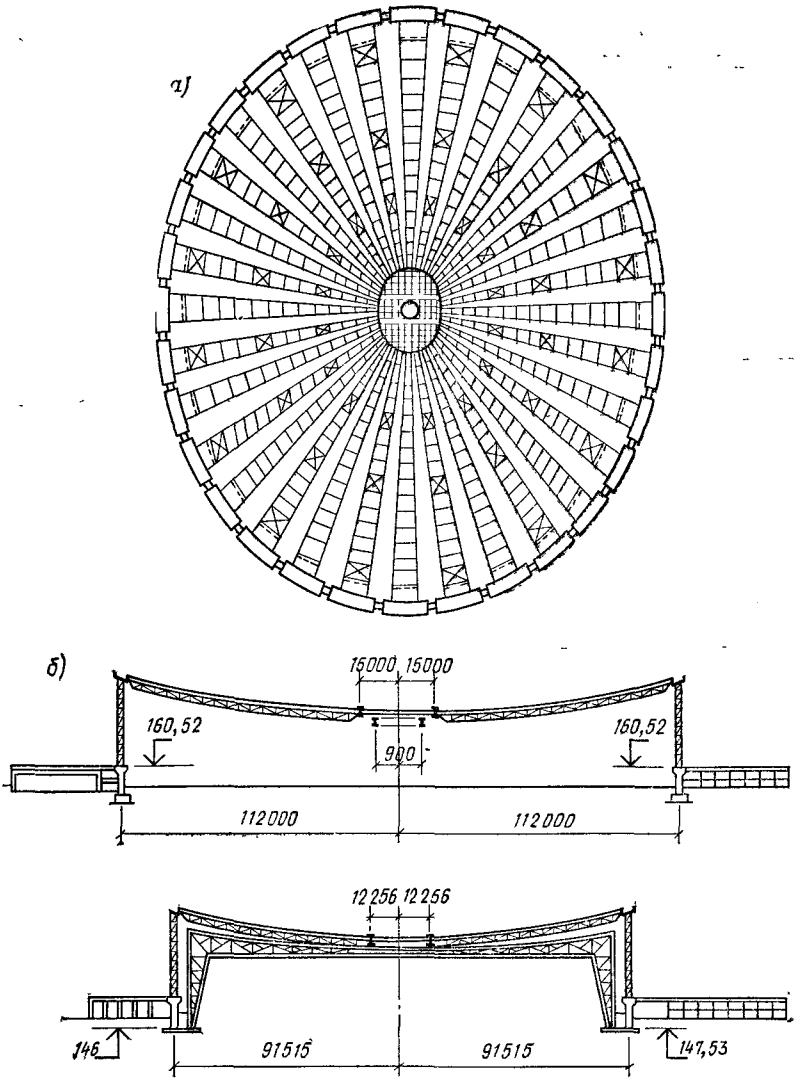


Рис. 19.6. Универсальный стадион на проспекте Мира в Москве

а — план покрытия, *б* — продольный и поперечный разрезы (мембрана $t=5$ мм)

Олимпийский стадион возводился путем последовательного устройства периферийного опорного кольца, навешивания гибких радиальных ферм, служивших во время монтажа «постелью» для укладки полотнищ оболочки, и скрепления полотнищ между собой.[1] В готовом покрытии фермы работают вместе с оболочкой, увеличивая ее жесткость при действии неравномерных нагрузок.

Форма оболочек может быть весьма разнообразной: цилиндрическая, коническая, сферическая, чашеобразная, седловидная и шатровая. Большинство перечисленных форм оболочек работает по пространственной схеме, делает ее весьма выгодной и позволяет применять листы толщиной 2—5 мм.

Определение усилий в оболочке вращения прикрепленной по периметру к недеформируемому кольцу и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, может быть выполнено приближенно по безмоментной линейной теории (рис. 19.8).

---

[1] **Дыховичный Ю. А.** Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982. — 277 с.

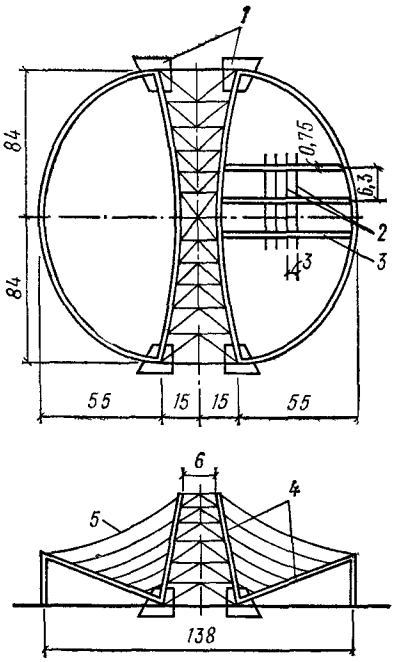
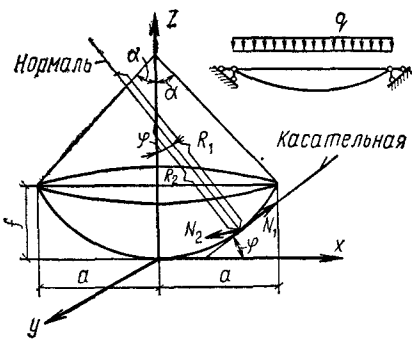


Рис. 19.7. Велотрек в Крылатском (Москва)

1 — железобетонные опоры, *2* — направляющие швеллеры; *3* — направляющие полосы 50×6 мм; *4* — металлические арки, *5* — мембрана (t=4 мм)

Рис. 19.8. К расчету оболочек вращения



Уравнение поверхности $z = f/(x/a)^2 + f(y/a)^2$. (19.14).

Определяем геометрические параметры оболочки. Радиус меридиана $r_1 = [1 + (z')^2]^{3/2} / z''$.

Радиус параллели $r_2 = x/\sin\varphi$,

$$\text{где } z' = dz/dx = \operatorname{tg}\varphi = (2f/a^2)\,x; \quad z'' = d^2z/dx^2 = 2f/a;$$

$$\sin\varphi = \operatorname{tg}\varphi/\sqrt{1+\operatorname{tg}^2\varphi}; \quad \cos\varphi = 1/\sqrt{1+\operatorname{tg}^2\varphi}.$$

Определяем меридиональное усилие N_1 из условия равенства суммы вертикальных проекций меридиональных усилий, действующих на отсеченную часть оболочки, внешней нагрузке G, действующей на нее:

$$2\pi x N_1 \sin\varphi = G = \pi x^2 q,$$

откуда

$$N_1 = qx/2\sin\varphi. \tag{19.15}$$

Пользуясь уравнением Лапласа, определяем кольцевое усилие N_2 от действия нормальной к поверхности оболочки нагрузки $p = q\cos\varphi$:

$$N_1/r_1 + N_2/r_2 = p,$$

откуда

$$N_2 = (p - N_1/r_1)\,r_2. \tag{19.16}$$

Эта форма поверхности обеспечивает примерное равенство усилий в оболочке по всей ее поверхности, что дает возможность выполнять ее из стали одинаковой толщины и существенно упрощает ее изготовление.

Кроме того, желательно иметь непрерывное по всему периметру скрепление оболочки с опорным кольцом, так как это уменьшает изгибающие моменты в нем от действия неравномерных нагрузок. Кольцевые усилия в оболочке и опорном кольце взаимно противоположны по знаку и, взаимодействуя, частично гасят друг друга.

Покрытия металлическими мембранами были осуществлены в Москве, Фрунзе, Ленинграде, Братске и других городах.

Глава 20. СТАЛЬНЫЕ КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ

Многоэтажные здания (20—30 этажей и выше) придают городскому ансамблю архитектурную выразительность. В одном таком здании можно разместить крупные государственные административные учреждения, коммунальные предприятия, учебные заведения, как это сделано в здании университета в Москве (рис. 20.1).

При большой этажности зданий рационально разделение конструкций на несущие и ограждающие. Функции несущих конструкций выполняет каркас из высокопрочных материалов, функции ограждающих конструкций — легкие стеновые панели с эффективными теплоизоляционными материалами.

Такие конструкции высокоиндустриальны, что резко сокращает сроки возведения зданий. Строительная площадка при этом минимальна.

Материалы для каркаса выбирают на основе технико-экономического анализа с учетом конкретных условий строительства. Каркасы могут быть стальными, железобетонными (с гибкой и жесткой арматурой) и смешанными: колонны нижних этажей из стали, верхних — из железобетона. С повышением этажности здания целесообразность применения стального каркаса увеличивается.

Главным преимуществом стального каркаса является высокая прочность материала, позволяющая принимать минимальные размеры сечений колонн и тем самым увеличивать полезную площадь помещений. Поэтому в нижних этажах зданий целесообразно проектировать колонны из низколегированной стали.

Чтобы защищать стальной каркас от пожара и коррозии, элементы каркаса бетонируют, облицовывают керамическими блоками, специальными плитами и покрывают защитными составами.

Каркас многоэтажного здания воспринимает значительные нагрузки: вертикальные — собственный вес здания, полезные нагрузки помещений и горизонтальные — ветровые, сейсмические (в соответствующих районах) и температурные воздействия.

Основными конструктивными элементами каркаса являются колонны и балки.

Приблизительное распределение расхода стали по элементам каркаса, %:

колонны	40—60
балки перекрытий и фахверки	30—50
лестницы и лифтовые шахты	3—6
связи	2—7

Ориентировочный расход металла G на стальной каркас, отнесенный к 1 м³ здания, кН/м³:

$$G = (0,12 + n/200), \qquad (20.1)$$

где n — число этажей.

§ 2. КОМПОНОВКА КАРКАСА

1. Общие вопросы

В зависимости от планировки помещений и высоты здания применяются три типа несущих систем многоэтажных зданий: каркасные, бескаркасные (в виде пластинок или оболочек) и смешанные [4].

Наиболее распространенными являются каркасные системы, которые подразделяются на связевые, рамные и рамно-связевые.

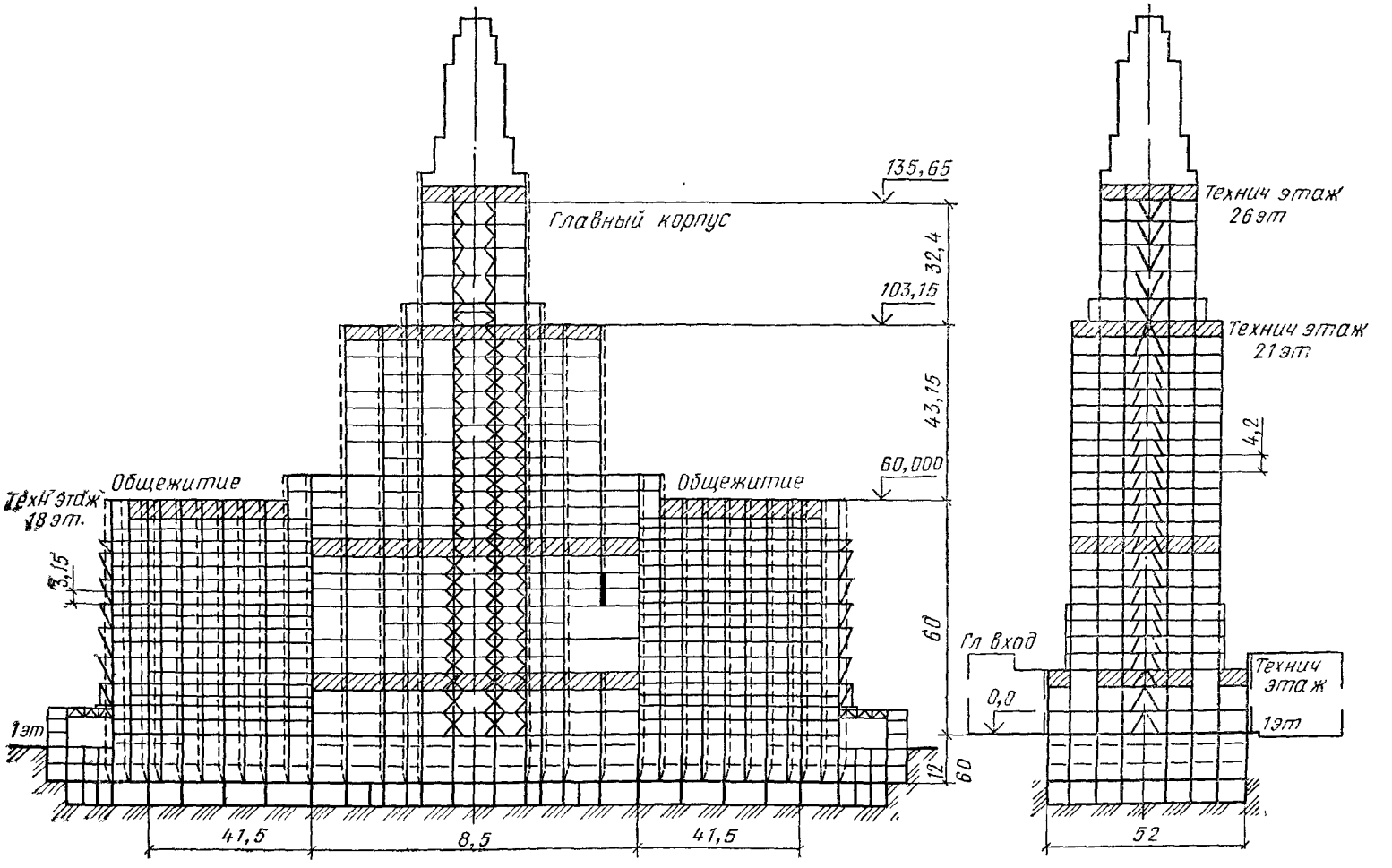


Рис. 20.1. Схема каркаса здания МГУ

Основные элементы каркаса — колонны и балки образуют систему, воспринимающую как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки и передающую их воздействия на фундамент. Кроме того, система должна иметь необходимую жесткость в горизонтальном направлении, чтобы перемещения здания от ветровых нагрузок не превышали допустимых нормами.

Фундамент обычно проектируют в виде сплошной железобетонной плиты, наилучшим образом распределяющей неравномерно приложенные к фундаменту нагрузки по всей площади основания здания.

Вертикальные нагрузки через балки перекрытия передаются на колонны, а затем на фундамент. Для восприятия и передачи горизонтальных нагрузок на фундамент нужно создать в каркасе жесткие по высоте системы в горизонтальном направлении.

Связевые системы проектируют в виде вертикальных связей, расположенных на некотором расстоянии одна от другой и соединенных между собой горизонтальными жесткими дисками (рис. 20.2, *а*), рамные системы — в виде рамных конструкций, расположенных по каждому ряду колонн, также связанных горизонтальными дисками (рис. 20.2, *б*).

В первом случае горизонтальная жесткость каркаса обеспечивается системой вертикальных и горизонтальных дисков, принимающих на себя всю ветровую нагрузку. Остальные элементы каркаса — колонны и балки, не входящие в систему дисков, конструируются как обычная балочная система с шарнирным сопряжением в узлах; они воспринимают лишь вертикальную нагрузку.

Во втором случае горизонтальная жесткость каркаса обеспечивается рамными системами, расположенными по каждому ряду колонн с жесткими сопряжениями балок с колоннами.

Рамно-связевые системы имеют вертикальные связи, воспринимающие горизонтальные нагрузки совместно с рамами, расположенными в одной или разных плоскостях со связями.

Связевая система отвечает принципу концентрации материала и позволяет проектировать большинство элементов каркаса и их сопряжения более легкими, простейшей конструктивной формы и в максимальной степени типизировать; поэтому связевая система предпочтительнее.

Рамная система, более сложная в конструктивном оформлении и менее жесткая, может оказаться рациональной для сравнительно невысоких зданий.

Горизонтальные диски проектируются через несколько этажей и представляют собой замоноличенные железобетонные плиты перекрытия, иногда с дополнительными системами горизонтальных связей.

Жесткие перекрытия нужны для перераспределения ветровой нагрузки между вертикальными связями или рамами и обеспечения общей жесткости каркаса.

Вертикальные связи проектируют в виде консольных ферм, защемленных в фундамент. В местах защемления ферм фундамент испытывает весьма значительные местные силовые воздействия, возникающие при ветровых нагрузках (см. рис. 20.2, *а*). В рамной системе усилия от ветровых нагрузок передаются на фундамент более равномерно.

Иногда вертикальные связи проектируют в виде сплошных железобетонных стенок или вертикальных пространственных систем-оболочек, расположенных внутри каркаса или по периметру здания.

Можно передавать не только горизонтальную, но и вертикальную нагрузку на мощные вертикальные фермы (рис. 20.2, *в*). В этом случае междуэтажные перекрытия подвешиваются к тягам, закрепленным на горизонтальных траверсах. Отсутствие колонн облегчает вес каркаса.

Чтобы увеличить поперечную жесткость, тяги можно закреплять в фундаменте, создавая в них предварительное напряжение, и таким образом включать их в работу на горизонтальную нагрузку.

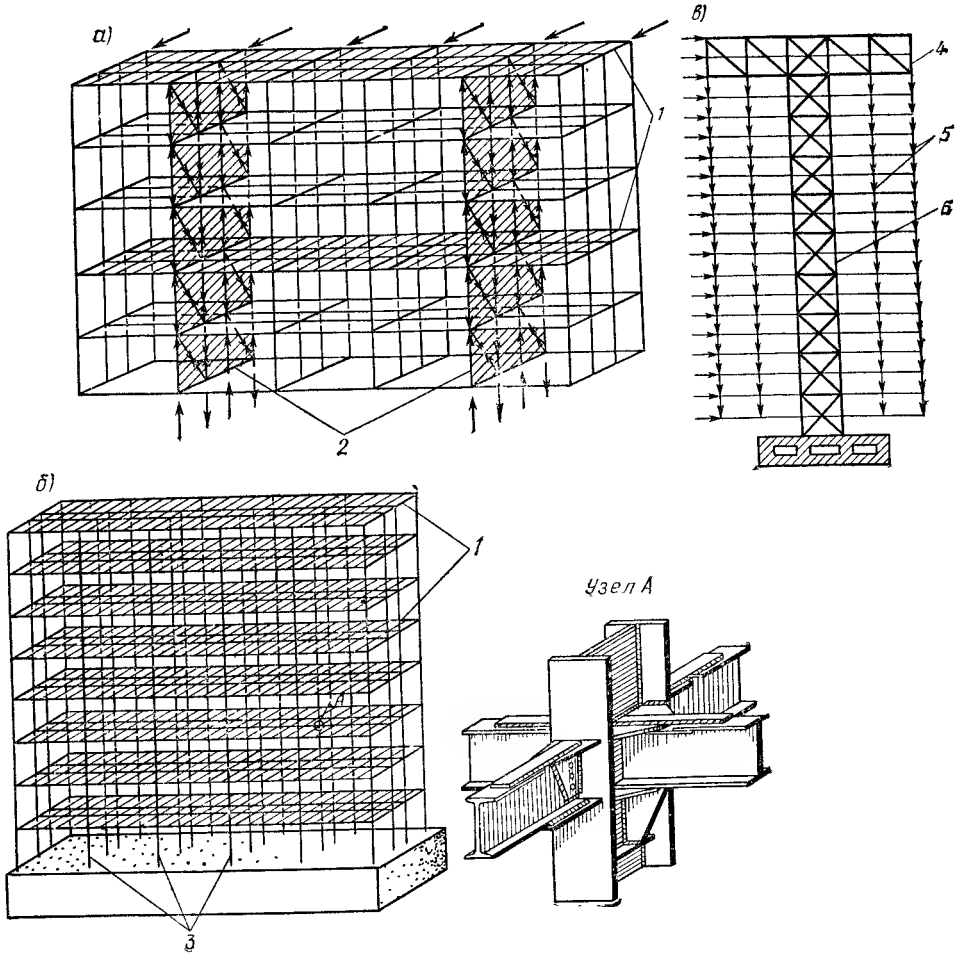


Рис. 20.2. Схемы стального каркаса

а — со связями в виде вертикальных ферм; *б* — рамная система, *в* — с подвесными перекрытиями; *1* — горизонтальные диски перекрытий; *2* — вертикальные диски-связи; *3* — рамы; *4* — траверса; *5* — тяги; *6* — вертикальная ферма

2. Размещение колонн в плане и по высоте здания

Конфигурация здания в плане зависит от его функционального назначения и архитектурного замысла.

Наиболее простые конструктивные решения каркаса получаются при квадратном или прямоугольном плане здания. При разбивке сетки колонн надо стремиться, чтобы колонны в плане образовывали стандартные ячейки или чтобы расстояния между ними подчинялись единому модулю (рис. 20.3). В этом случае можно добиться максимальной типизации элементов каркаса — колонн и балок, а также элементов ограждающих конструкций, стен и перекрытий. Кроме того, расстояния между колоннами определяют расход стали на каркас: с увеличением шага общий вес колонн уменьшается, а вес балок возрастает, с уменьшением шага колонн — наоборот. Следовательно, существует оптимальный шаг колонн, при котором общий расход стали будет минимальным. Величина оптимального шага колонн зависит от высоты здания: она уменьшается с уменьшением высоты здания.

В зданиях высотой 30—40 этажей оптимальный шаг колонн лежит в пределах 4—6 м. Однако по архитектурно-планировочным требованиям шаг колонн может быть принят больше оптимального. Если здание

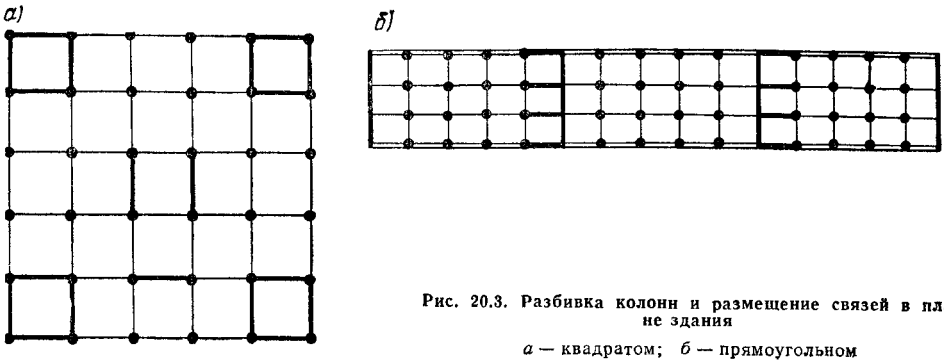
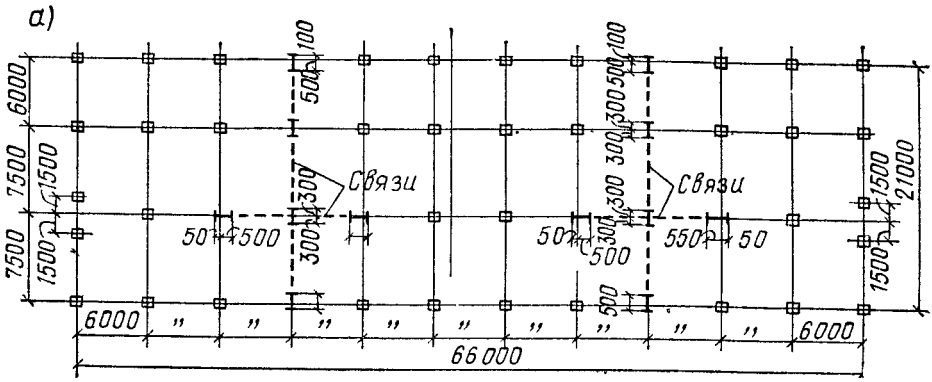


Рис. 20.3. Разбивка колонн и размещение связей в плане здания

а — квадратом; *б* — прямоугольном



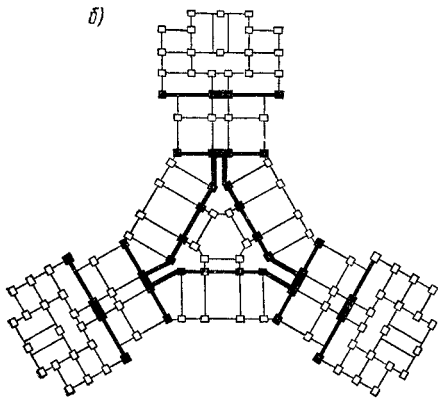


Рис. 20.4. Примеры размещения связей в плане

а — административное здание в Москве; *б* — здание на Котельнической набережной в Москве

имеет сложную конфигурацию в плане, то нужно его расчленить на отдельные прямоугольные контуры, внутри которых шаг колонн должен быть стандартным или подчиненным общему модулю (рис. 20.4). По высоте здания колонны должны идти, не прерываясь. При необходимости устройства в здании помещений большого объема приходится прерывать колонны. Тогда колонны, расположенные выше этих помещений, опирают на перекрытия, несущими конструкциями которых являются тяжелые фермы высотой в один этаж или мощные сплошные балки. Такая компоновка значительно усложняет и удорожает конструкцию.

3. Компоновка связей

Ветровая нагрузка может действовать на здание в любом направлении, следовательно, расположение связей должно обеспечивать пространственную жесткость здания и способность сопротивляться скручиванию. В рамных системах рамы расположены по всем осям в продольном и поперечном направлении, поэтому пространственная жесткость обеспечивается наиболее просто.

Связевые фермы для обеспечения жесткости следует размещать как в продольном, так и в поперечном направлении, по возможности симметрично относительно главной оси здания (см. рис. 20.3 и 20.4). При

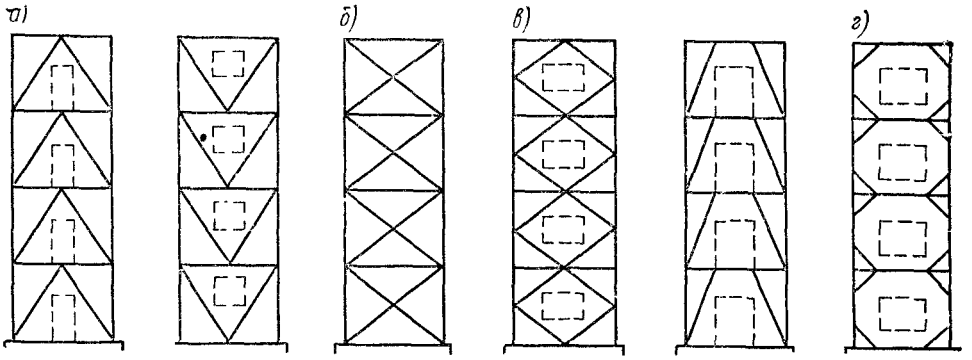


Рис. 20.5. Конструктивные схемы вертикальных связей

несимметричном расположении вертикальных связей ветровые нагрузки будут закручивать здание и вызывать дополнительные усилия в связях (см. рис. 20.16).

Связи поперечного направления воспринимают большую ветровую нагрузку и играют главную роль в обеспечении жесткости здания. Значение связей продольного направления меньше, так как большое количество колонн, протяженность стен, заполнения и т. п. обеспечивают зданию дополнительную жесткость.

При сложном очертании плана нужно обратить внимание на правильное размещение связей. Примером такого размещения связей может служить здание на Котельнической набережной в Москве, имеющее три оси симметрии (см. рис. 20.4, *б*). В средней части здания поперечные связи-стенки соединены тремя внутренними стенами, в результате чего получена центральная жесткая пространственная система. Прямоугольные открылки здания имеют дополнительные поперечные связи. Совместная работа всех связей обеспечивается жесткими междуэтажными перекрытиями — дисками. Полученная пространственная система каркаса надежно обеспечивает жесткость здания во всех направлениях.

Связевые фермы обычно идут на всю высоту здания. В некоторых случаях связи приходится смещать в соседние панели, тогда нижние связи должны заходить на верхние на высоту этажа.

4. Конструктивные схемы связей

Вертикальные связевые фермы могут иметь различные системы решетки. Наибольшее распространение получила полураскосная решетка (рис. 20.5, *а*), которая допускает устройство в панелях со связями дверных и оконных проемов и испытывает небольшие дополнительные усилия сжатия из-за укорачивания колонн под нагрузкой. Крестовая решетка (рис. 20.5, *б*) — наиболее жесткая — возможна лишь в глухих стеновых панелях, раскосы которой получают значительные дополнительные усилия от сжатия колонн, определяемые по формуле (см. гл. 8, § 5).

$$\sigma_{св} = \sigma_к \cos^2 \alpha, \qquad (20.2)$$

где $\sigma_к$ — напряжение сжатия в колонне; α — угол наклона диагонали к вертикали.

В отдельных случаях при соответствующих требованиях к устройству проемов возможны ромбические решетки (рис. 20.5, *в*) и неполные (рис. 20.5, *г*) раскосы, которые работают хуже полураскосных. Ромбические решетки имеют много узлов и при работе системы под нагрузкой вызывают изгиб колонн. Связи с неполными раскосами менее жестки, так как по существу они образуют рамную систему, вызывая дополнительные изгибающие моменты в ригелях и колоннах.

§ 3. КОНСТРУКЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

1. Колонны

Типы сечений. При компоновке сечений колонн многоэтажных зданий нужно добиваться их максимальной компактности, так как это позволяет увеличить полезную площадь помещений. При небольшой свободной длине колонн (в пределах этажа 3—4 м) и значительной площади сечения (нагрузка в нижних этажах достигает нескольких тысяч тонн) коэффициенты продольного изгиба получаются близкими к единице (гибкость 20—30) и, следовательно, по условию устойчивости сечения не требуют развития.

Двутавровое сварное сечение (рис. 20.6, *а*) с толстыми полками и стенками (40—60 мм) благодаря технологичности его изготовления (автоматическая сварка) и удобству примыкания балок получило широкое распространение в практике многоэтажного строительства. Однако при больших нагрузках в нижних этажах нашли применение сплошные (квадратные или прямоугольные) сечения колонн (рис. 20.6, *б*, *в*). В каркасе здания Дома культуры и науки в Варшаве колонны запроектированы из квадратных слябов (см. рис. 20.6, *б*), а в ряде высотных зданий Москвы — из пакета листов толщиной 40—60 мм, соединенных продольными связующими швами (см. рис. 20.6, *в*). Такие сечения обладают максимальной компактностью, большой несущей способностью и удобны для примыкания к ним балок. Колонны из квадратных слябов не получили распространения, так как их расчетное сопротивление значительно ниже, чем колонн из листовой стали (для малоуглеродистой стали предел текучести 180—190 МПа); кроме того, небольшая длина слябов требует частых стыков. Крестовое сечение (рис. 20.6, *г*) было применено в каркасе здания университета в Москве.

В колоннах с небольшими усилиями (до 4000—5000 кН) применяются сечения из двух уголков, сваренных перьями (рис. 20.6, *д*), и из двух швеллеров, которые можно усилить вставленным внутрь листом (рис. 20.6, *е*). В совсем легких колоннах применяются сквозные сечения из двух швеллеров (рис. 20.6, *ж*).

Размещение и конструкция стыков. Колонны стыкуются на монтаже через два этажа. Для удобства монтажа стыки размещают на 0,5—1 м выше уровня междуэтажных перекрытий.

В рамном каркасе такое размещение позволяет упростить стык, что обеспечивает простоту и скорость монтажа.

В пределах длины одной отправочной марки сечения колонн не меняются. Для упрощения стыка они проектируются с фрезеровкой торцов (рис. 20.7, *а*).

Стяжными болтами, закрепляемыми в диафрагмах или в крепежных уголках, фиксируются взаимное положение монтажных элементов и закрепление колонн в процессе монтажа. При резком изменении сечений стыкуемых отправочных марок стык можно осуществлять через строганую плиту (рис. 20.7, *б*).

Если в колоннах с рамными связями в месте стыка возможно появление растягивающих напряжений, то одних стяжных болтов недостаточно, и для восприятия растягивающих напряжений нужно стык перекрывать накладками (рис. 20.8), которые могут прикрепляться сваркой или высокопрочными болтами.

Базы колонн, как и стыки, проектируют с фрезерованными торцами (рис. 20.9). Фрезерованный торец колонны передает давление на строганую плиту. В наиболее мощных колоннах сплошного сечения из пакета листов опорное сечение колонны уширяется приваркой дополнительных листов, а вместо одной опорной плиты укладываются две толщиной до 215 мм (см. рис. 20.9, *в*). При монтаже торец колонны приваривают к плите. Опорные плиты устанавливают на фундаменте точно в проектное положение при помощи трех установочных винтов. Затем за-

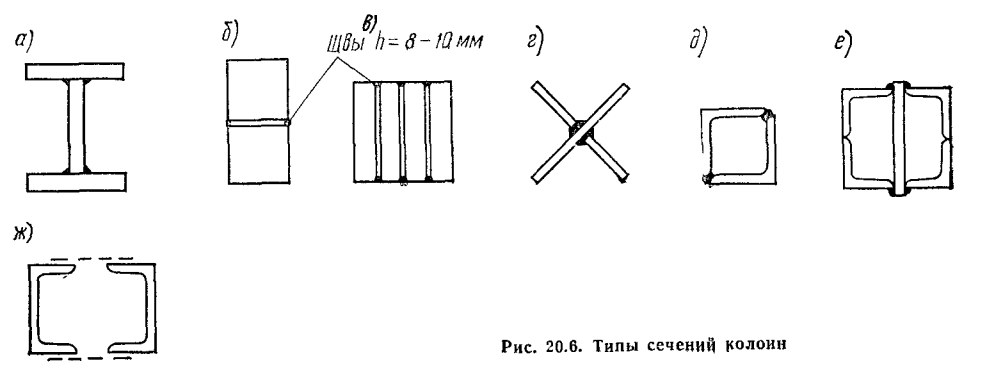


Рис. 20.6. Типы сечений колонн

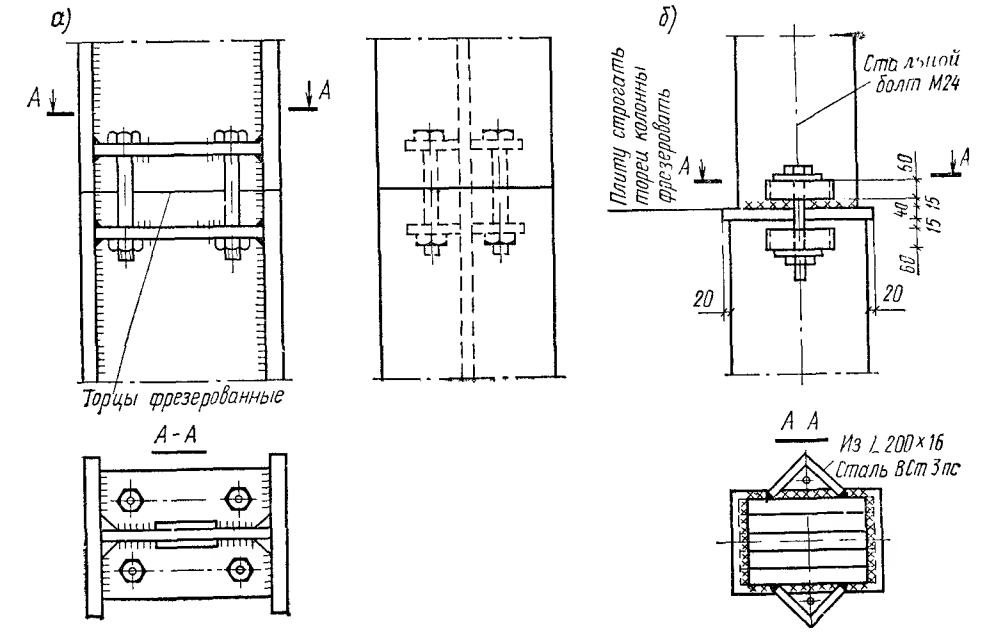


Рис. 20.7. Стыки колонн с фрезеровкой торцов и стяжными болтами

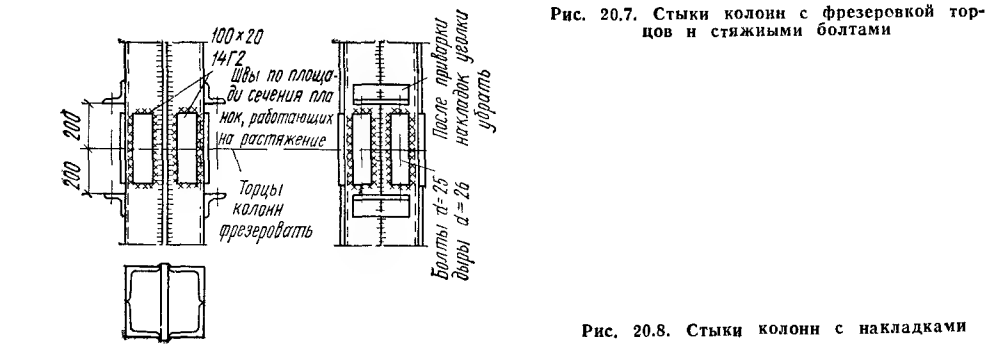


Рис. 20.8. Стыки колонн с накладками

крепляют анкерными болтами и подливают цементным раствором. (Расчет таких баз см. в гл. 8, § 6). В рамных системах при передаче момента на фундамент необходимо устраивать траверсы и специальные анкерные крепления (рис. 20.9, *г*).

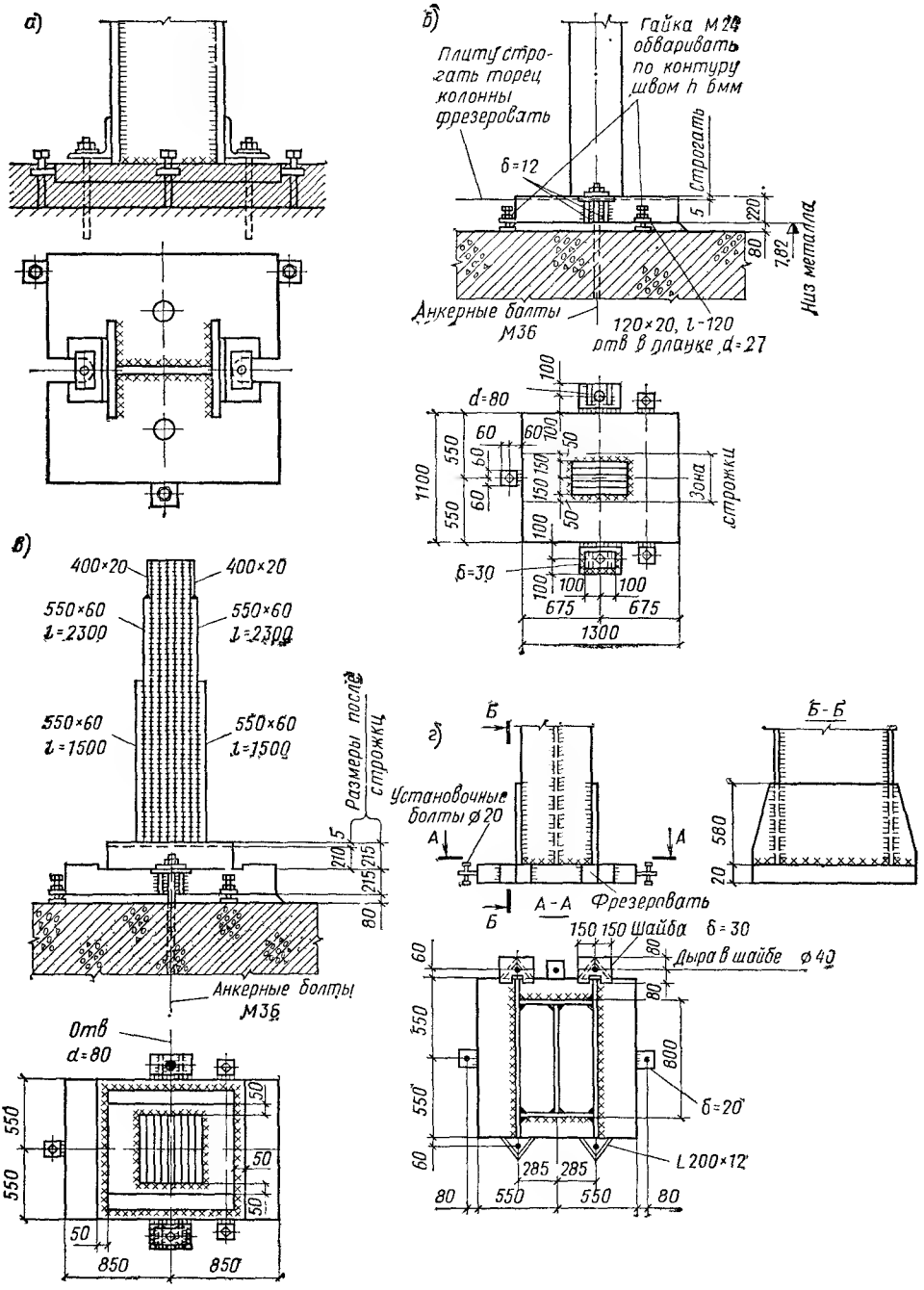


Рис. 20.9. Базы колонн сечения

а — двутаврового; *б* — из пакета листов, *в* — под большие усилия; *г* — с передачей на фундамент момента

2. Балки

Балки перекрытий многоэтажных зданий образуют балочную клетку, основа компоновки которой изложена в гл. 7.

Балки, расположенные по осям колонн, при рамных связях являются ригелями рам и работают на момент не только от вертикальной, но и от горизонтальной нагрузки.

Обычно в многоэтажных зданиях балки проектируют двутаврового

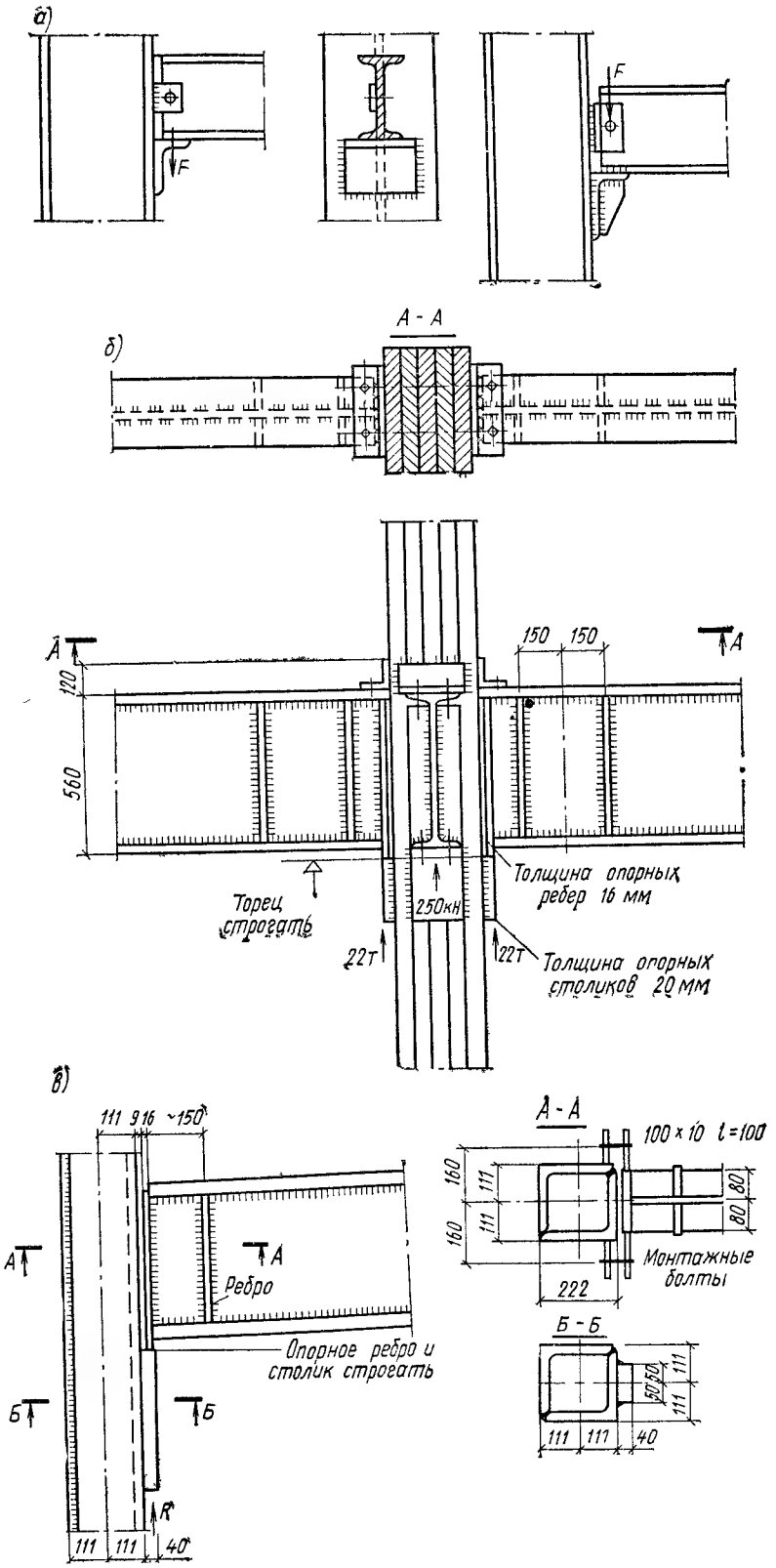


Рис. 20.10. Свободное сопряжение балок с колоннами

а—в — типы сопряжений

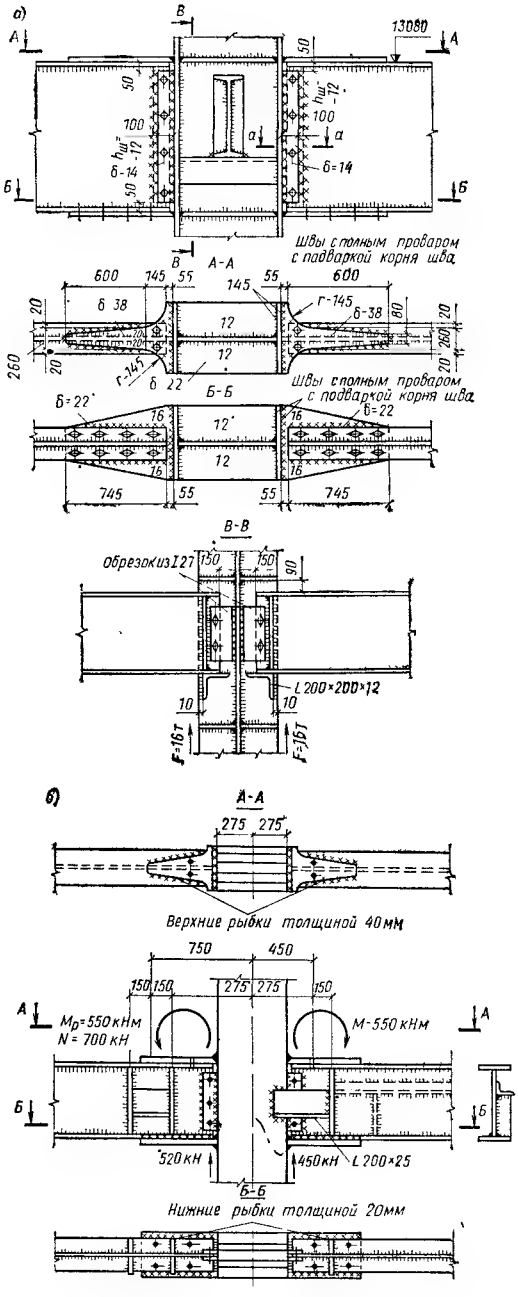


Рис. 20.11. Жесткое сопряжение балок с колоннами

а — при двутавровых колоннах; *б* — при колоннах из листового пакета

сечения—прокатные или сварные. Так как строительная высота междуэтажных перекрытий принимается небольшой (350—400 мм), то часто приходится проектировать мощные сварные балки небольшой высоты взамен равных по мощности прокатных балок (если высота их выходит за пределы строительной). При небольших нагрузках и значительных пролетах для балок, поддерживающих настил, возможно применение легких решетчатых сечений с перфорированной стенкой или по типу прутковых прогонов.

3. Сопряжение балок с колоннами

В зависимости от характера работы балок сопряжение их с колоннами может быть свободным (рис. 20.10) или жестким (рис. 20.11). При свободном сопряжении балки передают на колонны только вертикальные реакции, при жестком сопряжении — вертикальные реакции и момент. Жесткое сопряжение осуществляется в каркасах с рамными связями.

При примыкании балок к колоннам сбоку между торцом балки с колонной оставляют зазор 10—20 мм, что упрощает сборку каркаса и изготовление балок. При свободном сопряжении опорная реакция передается на монтажный столик и балка закрепляется в проектном положении установочными болтами (см. рис. 20.10), а при жестком сопряжении — на опорный столик или через вертикальное ребро, приваренное к колоннам.

Опорный момент передается через горизонтальные накладки, привариваемые на монтаже стыковыми швами к колоннам и фланговыми швами к полкам балок (см. рис. 20.11). В зависимости от типа колонн и мощности балок меняется конфигурация накладок, но основная конструктивная схема сопряжения остается неизменной.

В стенках колонн двутаврового сечения в узле жесткого сопряжения с балками возникает сложное напряженное состояние (рис. 20.12). Изгибающий момент с балки передается горизонтальными накладками на колонну в виде сил $F_л$ и $F_п$ и воспринимается диафрагмами колонн (см. рис. 20.12). От этих горизонтальных сил в стенке колонны возникают

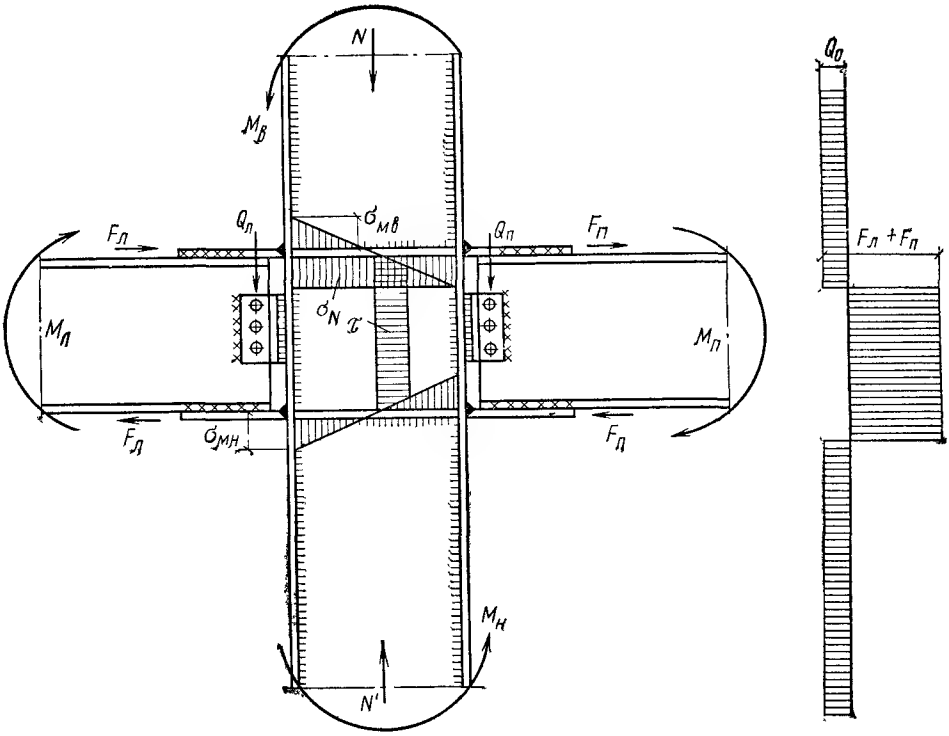


Рис. 20.12. Напряженное состояние в стенке колонны рамного узла

касательные напряжения. В этих же сечениях в стенке колонны возникают нормальные напряжения от рамных моментов $M_в$ и $M_н$ в колонне и продольной силы. Необходимо проверить приведенные напряжения:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{(\sigma_N + \sigma_м)^2 + 3\tau^2} \leqslant 1{,}15R\gamma_c; \qquad (20.3)$$

где σ_N — напряжение в колонне от продольной силы N; $\sigma_м$ — напряжение в стенке колонны от изгибающего момента $M_в$ или $M_н$.

Величина касательных напряжений в стенке колонны

$$\tau = [Q - (F_л + F_п)]/A_{ст}, \qquad (20.4)$$

где Q — поперечная сила в колонне; $A_{ст}$ — площадь сечения стенки.

4. Конструкции решетчатых связей

Связи конструируют как фермы, у которых поясами служат колонны, стойками — балки перекрытий, и дополнительно ставят раскосы. Раскосы конструируют на фасонках. Сборка производится на монтажных болтах, а затем раскосы приваривают к фасонкам. Балки, входящие в связевые фермы, прикрепляют к колоннам обычным способом.

§ 4. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СТАЛЬНОГО КАРКАСА МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

1. Общие сведения

Стальной каркас многоэтажных зданий рассчитывают на несущую способность и жесткость. Проверка жесткости при действии ветровой нагрузки сводится к определению максимального прогиба каркаса, который не должен превышать $^1/_{500}$ высоты, и проверке перекоса каркаса

в отдельных панелях, который не должен превышать $^1/_{1000}$, в зависимости от материала стен и перегородок [4].

Проверка прогиба по существу является условной, так как производится при действии условной ветровой статической нагрузки, заменяющей динамические порывы ветра. Кроме того, считается, что вся нагрузка воспринимается каркасом без учета жесткости, которую придают зданию ограждающие конструкции и внутренние стены. Однако такая условная проверка гарантирует здание от чрезмерных колебаний при действии ураганного ветра.

Ограничение перекоса каркаса в отдельных панелях гарантирует сохранность стенового заполнения и внутренней отделки здания от появления трещин. Вертикальные и горизонтальные нагрузки берутся по СНиП и специальным техническим условиям.

Точный расчет каркасов многоэтажных зданий выполняется на ЭВМ с использованием программ «Марс 105», «РАСК» и др. Для предварительного определения сечений и сравнения вариантов можно пользоваться приближенными расчетами [4].

2. Расчет на вертикальную нагрузку

Балки при свободном опирании на колонны рассчитывают как однопролетные. Колонны в основном работают на центральное сжатие при полном загружении их постоянной и временной нагрузками. Дополнительно надо проверить несущую способность колонн при одностороннем загружении их временной нагрузкой (рис. 20.13). В этом случае на уровне перекрытий к колоннам приложены внешние моменты (см. рис. 20.13)

$$M = P_{п} a_{п} - P_{л} a_{л}. \qquad (20.5)$$

При определении расчетных изгибающих моментов в колонне ее можно рассматривать как неразрезную балку с внешним моментом, приложенным на опорах. Такой же расчет следует производить, если полные реакции левой и правой балок неодинаковы. Если каркас состоит из рамных систем с жестким сопряжением балок с колоннами, то расчет на вертикальную нагрузку можно производить приближенными методами строительной механики. Условно принимается, что при загружении одного пролета усилия возникают лишь в стержнях (колоннах и ригелях), примыкающих к данному пролету, и что фокусные расстояния в примыкающих стержнях находятся на $^1/_4$ длины стержня (рис. 20.14).

При этих предпосылках расчетная схема имеет два неизвестных M_{23} и M_{32} (опорные моменты у загруженного ригеля), которые просто найти методом деформаций.

Моменты M_{23} и M_{32} распределяются с обратным знаком на примыкающие к узлу стержни пропорционально их погонным жесткостям. Далее полученные моменты через фокусные расстояния распространяются по длине стержней.

Расчетные значения моментов в колоннах и ригелях определяются из рассмотрения наиболее неблагоприятных комбинаций загружения данного и соседних ригелей как временной, так и постоянной нагрузкой.

3. Расчет на горизонтальную нагрузку

Горизонтальную нагрузку воспринимают рамы, расположенные по всем рядам (рамная система) колонн, или отдельные связи (связевая система). При рамной системе каркаса вся ветровая нагрузка распределяется между рамами пропорционально их жесткостям. Эта предпосылка учитывает пространственный характер работы каркаса, связанного жесткими горизонтальными дисками (см. рис. 20.2, *б*). Раму после определения на нее горизонтальной нагрузки рассматривают как плоскую.

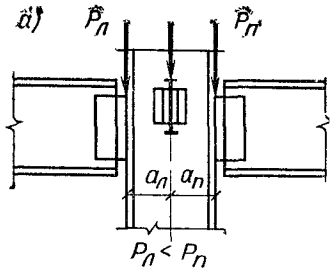


Рис. 20.13. К расчету колонн при свободном опирании балок

а — схема передачи нагрузки в узле; *б* — несимметричное загружение колонны; *в* — схема эпюры моментов

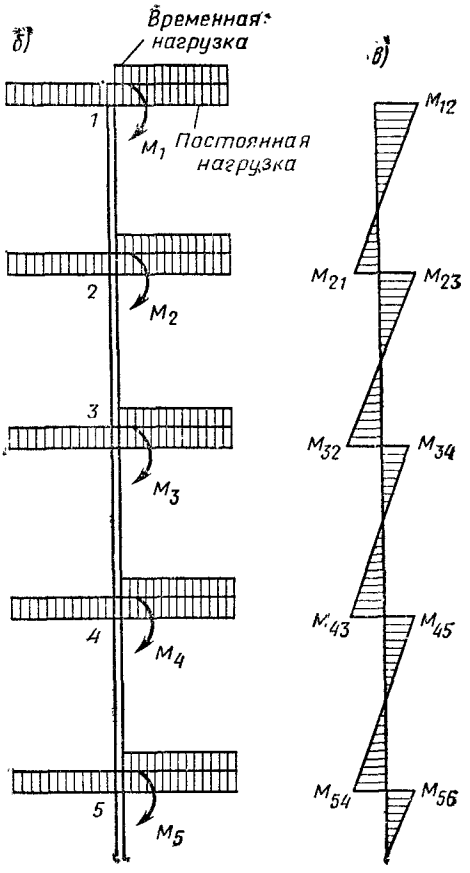
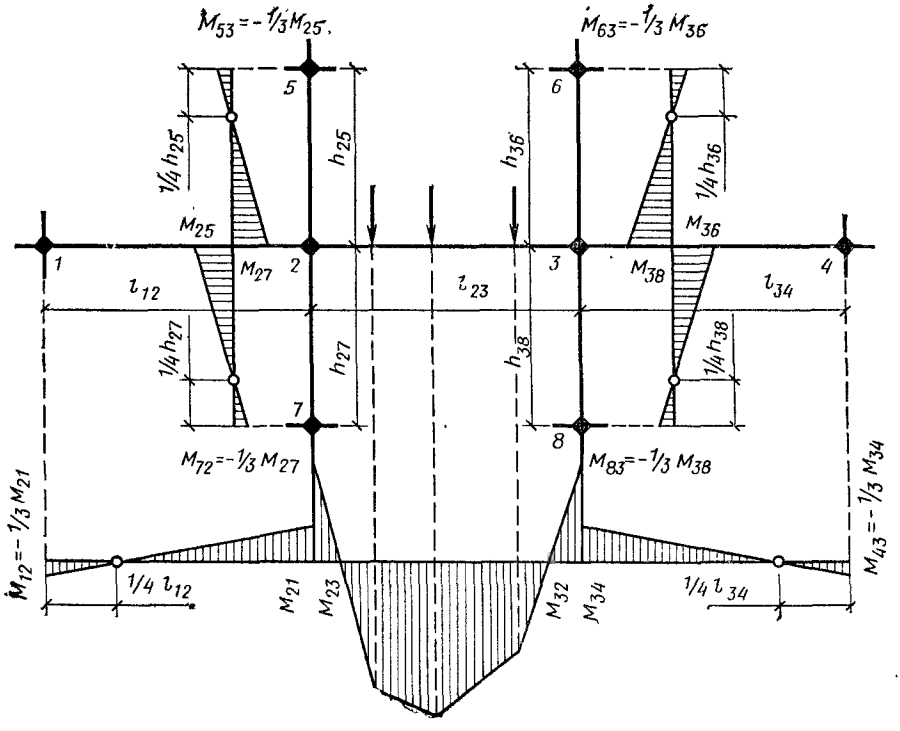


Рис. 20.14. К расчету рамы на вертикальную нагрузку



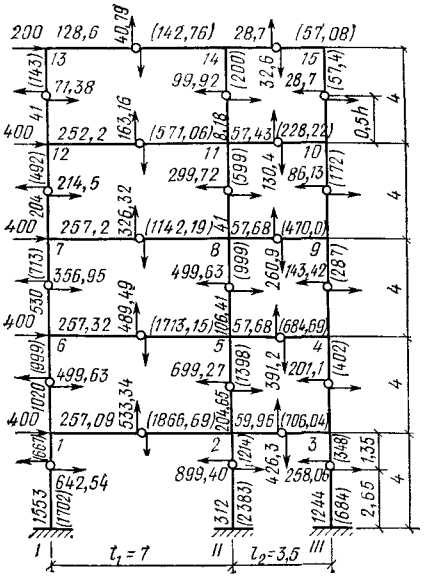


Рис. 20.15. Расчетная схема рамы на горизонтальную нагрузку

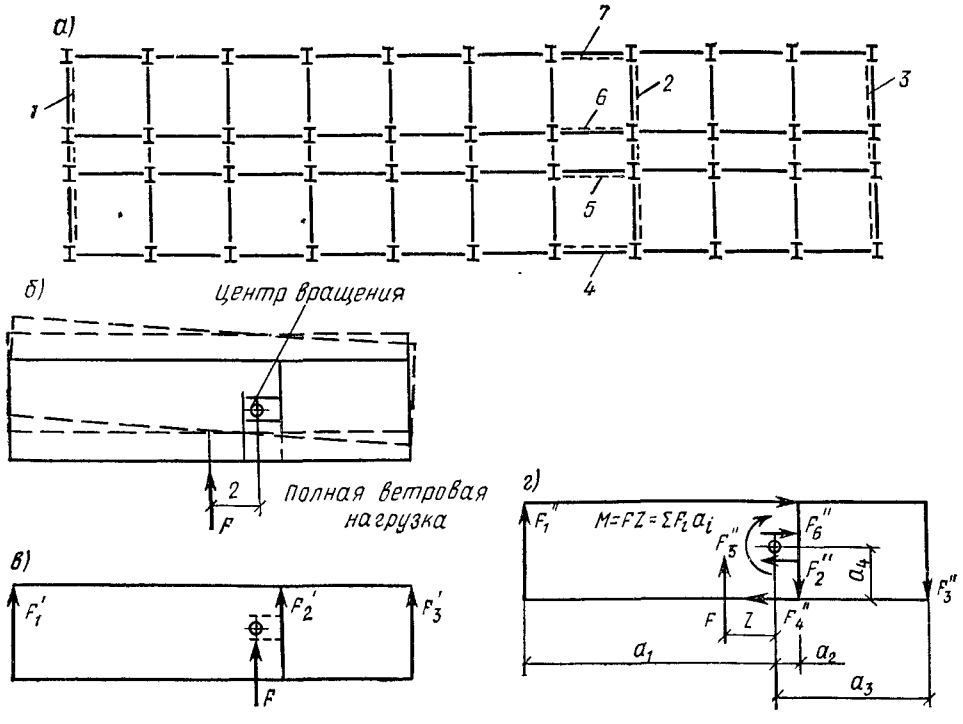


Рис. 20.16. Схема деформации каркаса при несимметричном расположении связей

а — схема размещения связей; *б* — перемещение здания в плане, *в* — распределение нагрузок между связями при поступательном перемещении; *г* — распределение нагрузок между связями при вращательном перемещении; *1—7* — номера связей

Распространен приближенный расчет, при котором рама принимается как статически определимая в результате размещения шарниров посередине пролета балки и посередине высоты колонн в пределах каждого этажа (рис. 20.15).

Ветровая нагрузка на отдельно стоящие вертикальные связи распределяется пропорционально их жесткостям. Если связи поставлены несимметрично, то необходимо учитывать дополнительные воздействия на них, получаемые от закручивания системы (рис. 20.16). В этом случае связи сместятся на одинаковую величину параллельно себе и дополнительно переместятся от поворота здания на некоторый угол.

После определения величин нагрузок, действующих на связи, они рассчитываются как вертикальные фермы обычными методами статики.

Раздел четвертый. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 21. ОСНОВЫ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Листовыми называются конструкции, состоящие в основном из металлических листов и предназначенные для хранения или транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов.

К листовым конструкциям относятся: резервуары для хранения нефтепродуктов, воды и других жидкостей; газгольдеры для хранения и распределения газов; бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов; трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и размельченных или разжиженных твердых веществ; специальные конструкции металлургической, химической и других отраслей промышленности (кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, электрофильтров, сосуды химической и нефтегазовой аппаратуры и т. д.); дымовые и вентиляционные трубы, сплошностенчатые башни, градирни; защитные сооружения-оболочки АЭС.

Даже из приведенного далеко не полного перечня видно, какое широкое применение в народном хозяйстве имеют листовые конструкции, составляющие по массе около 30 % всех металлоконструкций, изготовляемых в СССР.

§ 2. ОСОБЕННОСТИ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В большинстве случаев листовые конструкции представляют собой емкостные конструкции в виде тонкостенных сплошных оболочек.

Условия работы листовых конструкций весьма разнообразны: они могут быть надземными, наземными, полузаглубленными, подземными, подводными; могут воспринимать статические и динамические нагрузки, работать под низким, средним и высоким давлением, под вакуумом, под воздействием низких, средних и высоких температур, нейтральных или агрессивных сред и т. д.

Основными особенностями листовых конструкций, отличающими их от других металлических конструкций, являются следующие. Для них характерно двухосное напряженное состояние, а в местах сопряжения различных оболочек, на участках защемлений их у колец жесткости, крыш и днищ возникают местные напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков (явление краевого эффекта). Листовые конструкции почти всегда совмещают несущие и ограждающие функции.

При изготовлении листовых конструкций необходимы операции, не требующиеся при производстве обычных металлических конструкций: фасонный раскрой листового проката; вальцовка обечаек из листового и колец из фасонного проката; изготовление рулонных заготовок; штамповка, отбортовка и строжка кромки габаритных выпуклых днищ и др. Листовые конструкции имеют относительно большую протяженность сварных соединений, в 2—3 раза превышающую протяженность сварных швов в обычных строительных металлических конструкциях на единицу массы. К сварным швам в листовых конструкциях предъявляются повышенные требования, поскольку они должны быть не только прочными, но и плотными (герметичными).

Сварные соединения выполняются встык, внахлестку и впритык. Наиболее целесообразно соединение встык, обусловливающее наименьший

расход металла и высокую надежность соединения. Соединение встык с накладками применяется реже из-за значительного увеличения протяженности сварных швов и концентрации напряжений в зоне шва, что опасно из-за возможности возникновения трещин. Соединения внахлестку могут быть рекомендованы в целях упрощения производства работ (не требуется тщательная подгонка элементов) при наличии небольших усилий. Для наиболее напряженных швов, чаще всего в стыковых соединениях, следует применять способы усиленного контроля качества швов.

Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка, а также электрошлаковая сварка используются при изготовлении и монтаже негабаритных листовых конструкций гораздо шире, чем в других типах металлических конструкций.

Для листовых конструкций целесообразно использовать листы толщиной до 4 мм из рулонной холоднокатаной стали, а при толщине от 4 до 10 мм — из рулонной горячекатаной стали. Для большинства листовых конструкций марки стали следует применять в соответствии с указаниями табл. 50 главы СНиП II-23-81, при этом рекомендуемые марки стали должны удовлетворять дополнительным требованиям по ударной вязкости.

Такие сооружения, как магистральные трубопроводы, резервуары специального назначения, кожухи доменных печей, воздухонагреватели и т. п., изготовляют из сталей, марки которых принимают по специальным руководствам.

В резервуарах для кислот и других агрессивных жидкостей целесообразно применение алюминия, алюминиевых сплавов или биметаллов — стальных листов, плакированных со стороны агрессивной среды нержавеющей сталью или никелем.

Для защиты от коррозии наружную поверхность резервуаров или газгольдеров покрывают лакокрасочной пленкой. Нижнюю поверхность плоского днища вертикального цилиндрического резервуара или газгольдера предохраняют от коррозии изоляционным слоем, устраиваемым на песчаном основании. Внутреннюю поверхность листовых конструкций защищают от коррозии только при наличии продуктов, агрессивных к стали: например, внутреннюю поверхность корпусов резервуаров для сернистой нефти защищают от коррозии перхлорвиниловым покрытием. Специфика работы и эксплуатации листовых конструкций учитывается принятыми в нормах дополнительными коэффициентами условий работы, например, при расчете цилиндрических стенок резервуаров на прочность $\gamma = 0{,}8$.

§ 3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

Большинство листовых конструкций является тонкостенными оболочками вращения. Поверхности таких оболочек имеют одну или две (для сферических оболочек) оси симметрии и два радиуса кривизны, перпендикулярные поверхности: r_1 — меридиональный радиус, образующий кривую вращения; r_2 — кольцевой радиус вращения с началом на оси симметрии (рис. 21.1, *а*).

Оболочкой называется тело, ограниченное двумя поверхностями, расстояние между которыми (толщина оболочки t) мало по сравнению с другими ее размерами. Большинство оболочек имеет постоянную толщину, поэтому геометрия их определяется формой срединной поверхности.

Геометрия поверхности оболочки характеризуется гауссовой кривизной. Различают оболочки: положительной гауссовой кривизны — сферические и эллиптические; нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические; смешанной кривизны — торообразные.

Под действием произвольной внешней нагрузки в оболочках возникают две группы усилий: 1) нормальные N_1 и N_2 и сдвигающие S_1 и S_2

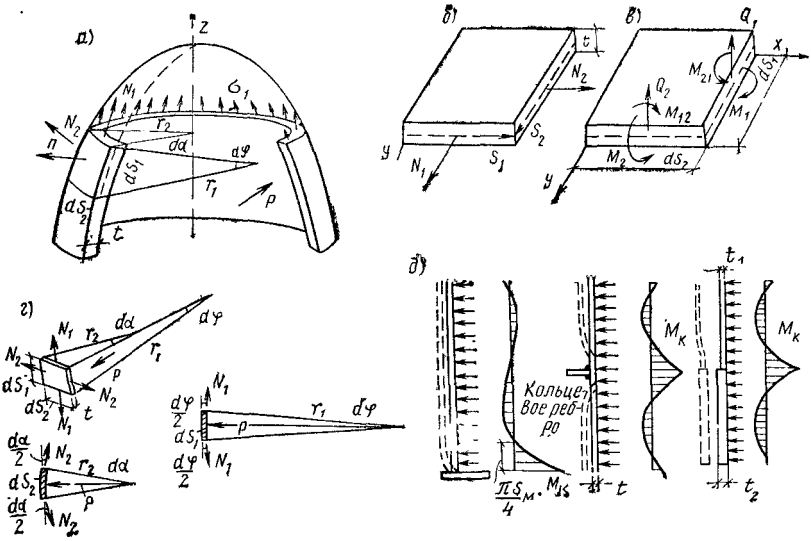


Рис. 21.1. К расчету листовых конструкций

а — общий вид оболочки вращения; *б* — элемент оболочки с усилиями в срединной поверхности; *в* — элемент оболочки, находящейся в моментном напряженном состоянии; *г* — равновесное состояние элемента оболочки (к выводу уравнения равновесия Лапласа); *д* — явление краевого эффекта

усилия, действующие в плоскостях, касательных к срединной поверхности оболочки (рис. 21.1, *б*); 2) изгибающие моменты M_1 и M_2, крутящие моменты M_{12} и M_{21} и поперечные силы Q_1 и Q_2 (рис. 21.1, *в*).

Особенностью оболочек по сравнению с пластинками является то, что внешняя нагрузка уравновешивается в них в основном нормальными и сдвигающими усилиями, поэтому оболочки работают главным образом на растяжение и сжатие, в связи с чем материал в них используется более выгодно, чем в пластинках.

Если по толщине стенки оболочки напряжения постоянны, то напряженное состояние оболочки называется безмоментным и приводится к определению усилий первой группы. Если напряжения приводятся к усилиям второй группы, то напряженное состояние оболочки называется моментным. В зависимости от вида напряженного состояния различают безмоментную и моментную теории оболочек.

Оболочки называются тонкостенными при $t/r < 1/30$, что всегда соблюдается для листовых конструкций. В соответствии с гипотезами Кирхгофа — Лява современными теориями расчета тонкостенных оболочек принято, что основное напряженное состояние оболочки на участках, удаленных от ее краев, можно считать безмоментным.

Рассмотрим оболочку, образованную вращением вокруг оси z линии, описываемой уравнением $r = r_2(z)$ (см. рис. 21.1, *а*). В силу осевой симметрии на бесконечно малый элемент $dS_1 dS_2$, выделенный двумя меридиональными и двумя горизонтальными плоскостями (рис. 21.1, *г*), будут действовать только продольные усилия N_1 и N_2. На рис. 21.1, *г* показана P_n — составляющая поверхностной нагрузки вдоль нормали n к срединной поверхности элемента $dS_1 dS_2$. Для определения равновесного состояния этого элемента спроектируем все силы, действующие на него, на направление нормали n:

$$\left.\begin{aligned} &PdS_1\,dS_2 - N_1\,dS_2\,\frac{d\varphi}{2} - \left(N_1 + \frac{\partial N_1}{\partial S_1}\,dS_1\right) dS_2\,\frac{d\varphi}{2} - \\ &- N_2\,dS_1\,\frac{d\alpha}{2} - \left(N_2 + \frac{\partial N_2}{\partial S_2}\,dS_2\right) dS_1\,\frac{d\alpha}{2} = 0, \end{aligned}\right\} \qquad (21.1)$$

где

$$d\varphi = dS_1/r_1; \quad d\alpha = dS_2/r_2.$$

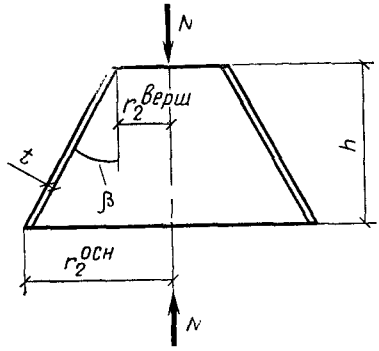


Рис. 21.2. Схема конической оболочки вращения, нагруженной продольным усилием сжатия

Усилия N_1 и N_2 являются равнодействующими нормальных напряжений, приложенных к сторонам элемента $dS_1 dS_2$:

$$N_1 = \sigma_1 dS_2 t; \quad N_2 = \sigma_2 dS_1 t. \tag{21.2}$$

Подставляя (21.2) в (21.1) и произведя упрощения, получим известное уравнение равновесия Лапласа

$$\sigma_1/r_1 + \sigma_2/r_2 = P/t. \tag{21.3}$$

В этом уравнении два неизвестных параметра — напряжения σ_1 и σ_2. Для получения второго уравнения равновесия сделаем горизонтальный разрез оболочки плоскостью, перпендикулярной оси симметрии, и исследуем равновесие отсеченной части оболочки (см. рис. 21.1, *а*). Спроектируем все силы, приложенные к отсеченной части оболочки, на ось симметрии *z*:

$$P\pi r_2^2 \sin^2\varphi - N_1 2\pi r_2 \sin^2\varphi = 0, \tag{21.4}$$

откуда $N_1 = Pr_2/2$ или

$$\sigma_1 = N_1/t = Pr_2/2t. \tag{21.5}$$

Подставляя (21.5) в (21.3), получим

$$\sigma_2 = \sigma_1 (2 - r_2/r_1). \tag{21.6}$$

Решение уравнений (21.3) и (21.5) относится к статической задаче безмоментной теории оболочек вращения при осесимметричной нагрузке. Чтобы найти деформации и перемещения в оболочке, к этим уравнениям следует добавить геометрические и физические уравнения.

С помощью формул (21.3) и (21.5) определяются напряжения в любой области оболочки вдали от участков закрепления, сопряжений с другими конструктивными элементами и мест резкого изменения геометрической формы. В частном случае для цилиндрической оболочки из (21.3) получим значения кольцевых напряжений по формуле

$$\sigma_2 = Pr_2/t. \tag{21.7}$$

Для сферической оболочки кольцевой и меридиональный радиусы кривизны равны $r_1 = r_2 = r$ и напряженное состояние в каждой точке во всех направлениях одинаково:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = Pr/2t. \tag{21.8}$$

Для конических оболочек $r_1 = \infty$, тогда меридиональные и кольцевые напряжения в любом сечении *i* определяют по формулам:

$$\sigma_1^i = Pr_2^i/2t\cos\beta; \quad \sigma_2^i = Pr_2^i/t\cos\beta, \tag{21.9}$$

где β — угол между образующей конуса и его осью (рис. 21.2).

Листовые конструкции рассчитывают на прочность, устойчивость и выносливость. В местах изменения геометрической формы или толщины оболочек, а также изменения нагрузки должны быть учтены местные напряжения (краевой эффект).

Расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, выполняется по формуле

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 + 3\tau_S^2} \leqslant R\gamma, \tag{21.10}$$

где σ_1, σ_2 — нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям; τ_S — касательные напряжения; R — расчетное сопротивление металла по пределу текучести.

Расчет на устойчивость листовых конструкций выполняется с учетом особенностей их конструктивных форм и нагрузок. Для цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых вдоль образующих, потеря устойчивости стенки происходит в меридиональном направлении и расчетные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_1 \leqslant \gamma\sigma_{кр1}, \tag{21.11}$$

где $\sigma_1 = Pr_2/2t$ — расчетное меридиональное напряжение в оболочке; $\sigma_{кр1}$ — критическое напряжение, равное меньшему из значений ψR или cEt/r_2. Значения коэффициента ψ при $0 < r_2/t \leqslant 300$ следует определять по формуле СНиП II-23-81

$$\psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95R/E)\, r_2/t. \tag{21.12}$$

Значения коэффициента c можно принимать равными:

r_2/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Расчет на устойчивость цилиндрических оболочек вращения при действии внешнего равномерного давления P, нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 \leqslant \gamma\sigma_{кр2}, \tag{21.13}$$

где $\sigma_2 = Pr_2/t$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке.

Критическое напряжение $\sigma_{кр2}$ определяется по формулам:

при $0,5 \leqslant l/r_2 \leqslant 10$

$$\sigma_{кр2} = 0,55E\,(r_2/l)\,(t/r_2)^{3/2}; \tag{21.14}$$

при $l/r_2 \geqslant 20$

$$\sigma_{кр2} = 0,17E\,(t/r_2)^2. \tag{21.15}$$

При $10 < l/r_2 < 20$ напряжение $\sigma_{кр2}$ следует определять линейной интерполяцией. Здесь l — длина цилиндрической оболочки.

Расчет на устойчивость цилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действию сжимающих нагрузок, равномерно распределенных вдоль образующих, и внешнего равномерного давления P, следует выполнять по формуле

$$\sigma_1/\sigma_{кр1} + \sigma_2/\sigma_{кр2} \leqslant \gamma. \tag{21.16}$$

Расчет на устойчивость сферической оболочки при $r/t \leqslant 750$ и действии внешнего равномерного давления P, нормального к ее поверхности, производится по формуле

$$\sigma \leqslant \gamma\sigma_{кр}, \tag{21.17}$$

где $\sigma = Pr/2t$ — расчетное напряжение в оболочке; $\sigma_{кр} = 0,1Et/r$ — критическое напряжение, принимаемое не более R.

Расчет на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузки N вдоль ее оси и внешнего равномерного давления P, нормального к боковой поверхности (см. рис. 21.2), выполняется по формуле

$$N/N_{кр} + \sigma_2/\sigma_{кр2} \leqslant \gamma, \tag{21.18}$$

где $N \leqslant \gamma N_{кр}$;

$$N_{кр} = 2\pi r_m t\sigma_{кр1}\cos^2\beta;$$

$$r_m = \left(0,9r_2^{осн} + 0,1r_2^{верш}\right)/\cos\beta;$$

$\sigma_2 = Pr_m/t$ — расчетное кольцевое напряжение в оболочке; $\sigma_{кр2}$ — критическое кольцевое напряжение в оболочке, определяемое по формуле $\sigma_{кр2} = 0,55E\,(r_m/h)\,(t/r_m)^{3/2}$; h — высота конической оболочки.

Листовые конструкции таких сооружений, как дымовые и вентиляционные трубы, мачты, градирни и др., проверяемые на резонанс от действия ветра, а также бункера, воспринимающие многократно действующие вибрационные нагрузки, следует проверять расчетом на выносливость по пп. 9.1 и 9.2 СНиП II-23-81.

В местах, препятствующих свободным деформациям оболочек, проявляется краевой эффект — изгиб. Возникающие при этом эпюры изги-

бающих моментов $M_к$ по длине оболочки имеют волнообразный резко затухающий характер. Так, в цилиндрических оболочках изгибающий момент первой волны достигает нулевого значения на расстоянии $\pi S_м/4$ от краевой линии (см. рис. 21.1, *д*). Характеристику $S_м$ можно определить по формуле

$$S_м = 0{,}78\sqrt{tr_2}. \qquad (21.19)$$

При сопряжении цилиндрических оболочек с плоским днищем краевой момент на 1 см длины приближенно определяют по формуле

$$M_к = \alpha P r_2 t_{дн}, \qquad (21.20)$$

где $\alpha = 0{,}3$ — при жестком защемлении и $\alpha = 0{,}1$ — при упругом защемлении цилиндрической оболочки в днище; P — внутреннее давление у места сопряжения.

Дополнительные местные напряжения от изгиба в оболочке определяют по формуле

$$\sigma = M_к/W = 6M_к/t_{об}^2. \qquad (21.21)$$

В главе СНиП II-23-81 нет прямых указаний о необходимости проверки листовых конструкций на напряжения от краевого эффекта, однако в некоторых случаях их необходимо оценивать и учитывать. Влияние краевого эффекта должно также учитываться конструктивными мероприятиями: более плавным переходом от одной конструктивной формы оболочки к другой; устройством плавных скосов кромок при изменении толщин листов; применением марок сталей с гарантией загиба в холодном состоянии, электродов повышенного качества и т. д.

Глава 22. РЕЗЕРВУАРЫ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ, КЛАССИФИКАЦИЯ И НАЗНАЧЕНИЕ РЕЗЕРВУАРОВ

Резервуарами называются сосуды, предназначенные для хранения нефти, нефтепродуктов, сжиженных газов, воды, жидкого аммиака, кислот, технического спирта и других жидкостей.

В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы резервуары делятся на цилиндрические (вертикальные, горизонтальные), сферические, каплевидные, траншейные и др.

По расположению относительно планировочного уровня строительной площадки различают надземные (на опорах), наземные, полузаглубленные, подземные и подводные резервуары.

Резервуары могут быть постоянного и переменного объемов. Тип резервуара выбирают в зависимости от свойств хранимой жидкости, режима эксплуатации, климатических особенностей района строительства. Широкое распространение имеют вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары как наиболее простые при изготовлении и монтаже. Резервуары со стационарной крышей являются сосудами низкого давления, в которых хранятся нефтепродукты при малой их оборачиваемости (10—12 раз в год). В этих резервуарах при наполнении жидкостью образуется избыточное давление в паровоздушной зоне (до 2 кПа), а при опорожнении — вакуум (до 0,25 кПа).

Для хранения нефти и легкоиспаряющихся нефтепродуктов при большой оборачиваемости применяют резервуары с плавающей крышей и понтоном. В них практически отсутствуют избыточное давление и вакуум.

Резервуары повышенного давления (до 30 кПа) применяются для длительного хранения нефтепродуктов при их оборачиваемости не более 10—12 раз в год.

Для хранения больших объемов сжиженных газов применяют шаровые резервуары, для хранения бензина с высокой упругостью паров — каплевидные резервуары.

§ 2. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ НИЗКОГО ДАВЛЕНИЯ

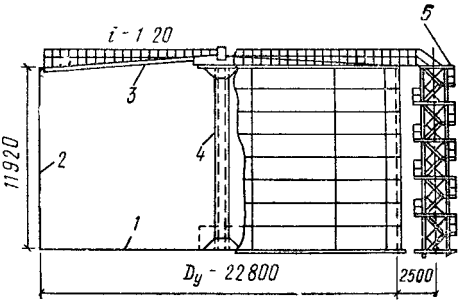


Рис. 22.1. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 м³ со стационарной конической крышей

1 — днище, *2* — стенка резервуара; *3* — крыша; *4* — центральная стойка, *5* — шахтная лестница

Для хранения нефти и нефтепродуктов с низкой упругостью паров применяются обычно вертикальные цилиндрические резервуары постоянного объема со стационарной крышей. Они просты в изготовлении и монтаже и достаточно экономичны по расходу металла. Объем их колеблется в широких пределах — от 100 до 20 000 м³ (для хранения легковоспламеняющихся жидкостей, например бензина) и до 50 000 м³ (для хранения горючих жидкостей, например мазута). В дальнейшем по мере разработки противопожарных мероприятий пределы максимальных объемов могут быть увеличены.

Резервуары этого типа выполняются, как правило, наземными. Обычно их устанавливают на специально подготовленной песчаной подушке, покрытой гидрофобным слоем.

Основными элементами такого резервуара являются стенка (корпус), днище и крыша (покрытие), выполняемые из листовой стали (рис . 22.1). Эксплуатационное оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для налива, замера и выпуска жидкости, предохранительных клапанов) и приспособлений для очистки и осмотра (лестниц, светового и замерного люков, лазов).

По исследованиям В. Г. Шухова, заложившего основы современного резервуаростроения, конструктивные решения основных элементов резервуара в значительной степени зависят от его объема. Им были установлены оптимальные размеры вертикальных цилиндрических резервуаров постоянного объема, при которых расход металла будет наименьшим. Резервуар со стенкой постоянной толщины имеет минимальную массу, если суммарная масса днища и покрытия вдвое больше массы стенки, а значение оптимальной высоты резервуара определяется по формуле

$$h_{опт} = \sqrt[3]{(V/\pi)\,(\Delta/t_{ст})^2}, \qquad (22.1)$$

где V — объем резервуара; Δ — сумма приведенных толщин днища и покрытия; $t_{ст}$ — толщина стенки корпуса резервуара.

В резервуарах большой вместимости толщина стенки переменна по высоте. Масса такого резервуара получается минимальной, если суммарная масса днища и покрытия равна массе стенки. В этом случае

$$h_{опт} = \sqrt{\gamma R^{св}\,\Delta/n\gamma_ж}; \qquad \Delta = t_{дн} + t_{кр}^{прив}, \qquad (22.2)$$

где n — коэффициент перегрузки гидростатического давления жидкости; $\gamma_ж$ — удельный вес, Н/м³.

В связи с тем, что в Советском Союзе все резервуары объемом до 30 000 м³ изготовляются методом рулонирования, высоту резервуаров с учетом размеров стендов для изготовления рулонов принимают: $h = 12$ м при $h_{опт} \leqslant 14$ м; $h = h_{опт}$, но не более $h = 18$ м при $h_{опт} > 14$ м. При этом высота корпуса h принимается кратной ширине стандартного листа (1400, 1500, 2000 мм). Для резервуаров объемом до 1000 м³ оптимальное соотношение $h/D = 1/4 \ldots 1$, для резервуаров объемом до 10 000 м³ — $h/D = 1/5 \ldots 1/2$.

1. Конструктивные особенности днищ

Так как днище резервуара, опертое на основание, от давления жидкости испытывает незначительные напряжения, его не рассчитывают и толщину принимают по конструктивным соображениям с учетом удобства и надежности выполнения сварных соединений и сопротивляемости коррозии (рис. 22.2).

Основная часть днища (полотнище) собирается из листов размером 1400×4200 мм и толщиной 4 мм для резервуаров объемом до 1000 м^3 ($D<15$ м) и из листов размером 1500×6000 или 2000×8000 мм для резервуаров большего объема, причем в этом случае толщина листов средней части принимается в зависимости от диаметра резервуара: $t=5$ мм при $D=18...25$ м; $t=6$ м при $D>25$ м. Крайние листы (окрайки) принимают на 1—2 мм толще листов средней части днища и для резервуаров объемом более 5000 м^3 выполняют в виде сегментов.

Листы полотнища днища соединяются между собой по продольным кромкам внахлестку с перекрытием на 30—60 мм при $t=4$; 5 мм, а при $t=6$ мм соединение выполняется встык. Короткие швы, с помощью которых листы соединяются в полосы, выполняются встык. Соединение средней части с окрайками осуществляется внахлестку. Днище изготовляется на заводе в виде сварных полотнищ и доставляется на строительную площадку рулонами. Масса рулона должна быть не более 60 т. После раскатки рулонов днища на подготовленном основании монтажный стык приходится делать внахлестку, поскольку подварка стыкового шва с обратной стороны днища невозможна.

2. Конструирование стенок

Стенка резервуара состоит из ряда поясов высотой, равной ширине листа. Сопряжения листов в каждом поясе делаются встык. Пояса между собой могут соединяться встык или внахлестку в телескопическом или ступенчатом порядке (рис. 22.3). Сопряжение встык применяется только при изготовлении стенки на заводе. Сопряжение поясов внахлестку выполняется как при изготовлении на заводе, так и на монтаже. При сборке стенки из отдельных поясов на монтажной площадке более удобным оказывается телескопическое расположение поясов, позволяющее наружные горизонтальные кольцевые швы делать в нижнем положении. В этом случае вертикальные швы на смежных поясах делаются вразбежку.

В Советском Союзе разработан и широко применяется способ строительства резервуаров методом рулонирования. По сравнению с применявшимся ранее полистовым способом монтажа метод рулонирования обладает следующими преимуществами: трудоемкость монтажа снижается в 1,5—2 раза, общие затраты на сооружение резервуара — на 30 %, сроки возведения сокращаются в 1,7—2 раза, стоимость работ по сооружению резервуара снижается на 15—20 %. Заводская автоматическая сварка большей части швов обеспечивает лучшее качество и более высокую надежность резервуаров. Стыки листов смежных поясов располагают не вразбежку, как при полистовой сборке, а в одну линию, так как это удобно для автоматической сварки всех швов полотнища. Максимальная толщина листов, сворачиваемых в рулоны, не должна превышать 17 мм.

Резервуары объемом до 30 тыс. м^3 в СССР сооружаются по типовым проектам только индустриальным методом из рулонных заготовок. В настоящее время во всех типовых проектах резервуаров объемом 10 тыс. м^3 и более принята унифицированная высота стенки, равная 18 м, а для резервуаров объемом до 5 тыс. м^3—15 м. Стенка сваривается из стальных листов размером 1500×6000 мм (после строжки кромок—1490×5980 мм), поэтому высота стенки или ширина полотнища должна

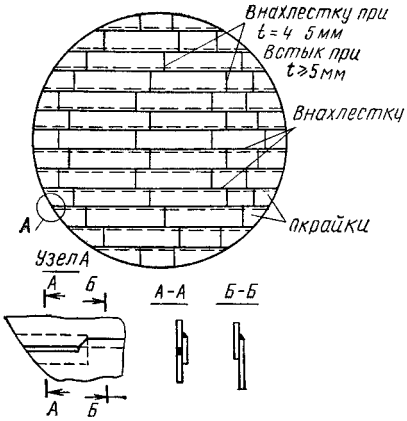
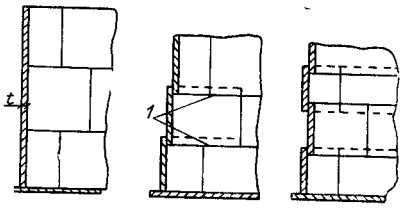
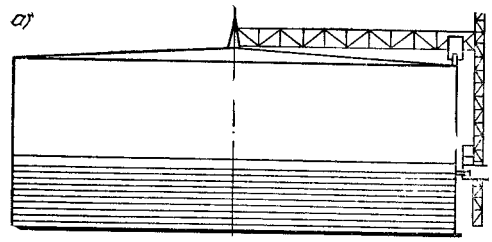


Рис. 22.2. Общий вид днища резервуара

Рис. 22.3. Сопряжение листов стенки резервуара

1 — прерывистые или непрерывистые швы





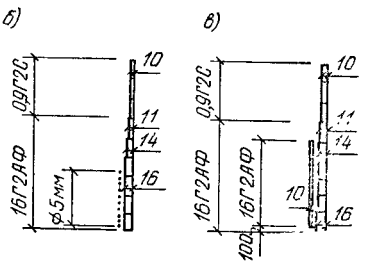


Рис. 22.4. Усиление корпуса резервуара

а — схема преднапряженного резервуара, *б* — преднапряженная стенка резервуара объемом 100 тыс. м³; *в* — двухслойная стенка резервуара объемом 100 тыс. м³

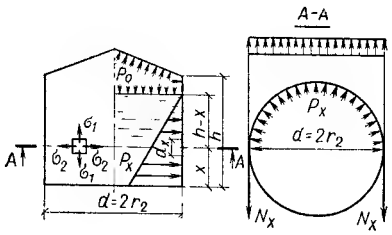


Рис. 22.5. Расчетная схема вертикального цилиндрического резервуара

быть кратна ширине листов, а длина полотнища — длине листов. При необходимости добавляется вставка, равная 0,5 или 0,25 длины листа.

Для крупных резервуаров с целью уменьшения объема сварочных работ целесообразно переходить на листы размером 2000×8000 мм (как и для днища).

В замыкающем монтажном стыке должна быть предусмотрена нахлестка краев рулонов по 100 мм в каждую сторону от оси стыка. Лишняя нахлестка перед сваркой обрезается.

Для того чтобы обеспечить строительство крупных резервуаров объемом 50 тыс. м³ и более с использованием прогрессивного метода рулонирования, стенки нижней части корпуса можно усиливать бандажами или предварительным напряжением, создаваемым путем обмотки стенок высокопрочной проволокой или лентами, или устраивать двухслойную рулонируемую стенку (рис. 22.4).

3. Расчет стенки на прочность

Стенка корпуса является несущим элементом резервуара и рассчитывается по методу предельных состояний в соответствии с требованиями СНиП II-23-81. Нормативные нагрузки, действующие на стенку резервуара, а также коэффициенты перегрузки принимают в соответствии

со СНиП II-6-74. Кроме этого, принимают дополнительные коэффициенты перегрузок и условий работы, не содержащиеся в СНиП: для избыточного давления и вакуума $n_2=1{,}2$; при расчете подъема стенки резервуара от избыточного давления и отсоса от ветровой нагрузки $n_3=0{,}9$; при расчете стенок на прочность $\gamma=0{,}8$; при расчете стенок на устойчивость $\gamma=1$; при расчете сопряжения стенок с днищем и других зон краевого эффекта $\gamma_к=1{,}6$.

Стенку резервуара рассчитывают на прочность по безмоментной теории как цилиндрическую оболочку, работающую на растяжение от действия гидростатического давления жидкости и избыточного давления газа. Расчетное давление на глубине x от днища резервуара (рис. 22.5) равно:

$$P_x = \gamma_ж (h - x) n_1 + P_и n_2, \tag{22.3}$$

где $n_1=1{,}1$ — коэффициент перегрузки для гидростатического давления; $n_2=1{,}2$ — коэффициент перегрузки для избыточного давления в паровоздушной смеси; $\gamma_ж$ — удельный вес жидкости.

В цилиндрической оболочке кольцевые напряжения в 2 раза больше меридиональных, поэтому, исходя из формулы (21.7), можно определить толщину цилиндрической стенки корпуса резервуара на расстояниях x от днища:

$$t = [n_1\gamma_ж (h - x) + n_2 P_и] r_2/\gamma R^{св}. \tag{22.4}$$

Прогиб стенки (радиальное перемещение) определяется по нормативному давлению

$$y = \Delta r = [\gamma_ж (h - x) + P_и] r_2/Et = Pr_2^2/Et = P/k, \tag{22.5}$$

где $k=Et/r_2^2$ — коэффициент постели.

4. Расчет стенки на устойчивость

Верхние пояса стенок корпуса резервуара в результате расчета на прочность имеют сравнительно небольшую толщину, поэтому необходимо проверять их на устойчивость при определенных сочетаниях нагрузок: вес покрытия и стенки с установленным технологическим оборудованием и теплоизоляцией, снеговая и ветровая нагрузки, избыточное давление и вакуум.

Устойчивость стенки незаполненного резервуара проверяется на совместное действие равномерного сжатия вдоль образующих и поперечного сжатия внешним равномерным давлением по формуле (21.16), где $\gamma=1$.

Продольные сжимающие напряжения в стенке возникают от следующих нагрузок:

1) веса крыши и установленного на ней оборудования

$$P_{кр} = gn_1, \tag{22.6}$$

где $n_1=1{,}1$; $g_{кр}$ принимают в зависимости от объема резервуара:

объем резервуара, тыс. м³	1	5	10	20	30	50
вес крыши и оборудования, кН/м²	0,3	0,35	0,45	0,55	0,6	0,65

2) веса теплоизоляции на крыше

$$P_т = g_т n_т, \tag{22.7}$$

где $g_т$ — вес теплоизоляции, кН/м², материал и толщина которой назначаются в технологическом задании; $n_т=1{,}2$;

3) снега

$$P_{сн} = p_0 c_1 n_{сн}, \tag{22.8}$$

где p_0 — вес снегового покрова, кН/м², принимается для рассматриваемого района строительства по СНиП II-6-74; $c_1=1$; $n_{сн}=1{,}4$;

4) вакуума

$$P_{вак} = p_{вак} n_{вак}, \tag{22.9}$$

где $p_{вак}=0{,}25$ кПа; $n_{вак}=1{,}2$;

5) ветровой нагрузки на боковую поверхность корпуса резервуара, создающей отсос на крыше и вызывающей продольные растягивающие напряжения в стенке резервуара,

$$P_в = q_0 c_2 n_в, \tag{22.10}$$

где q_0 — нормативный скоростной напор, кН/м², в зависимости от района строительства, принимаемый по СНиП II-6-74; $c_2=0{,}8$ — аэродинамический коэффициент для крыши; $n_в=0{,}8$ — коэффициент перегрузки для ветрового отсоса;

6) веса стенки с учетом теплоизоляции на рассматриваемом уровне (низ самого нижнего из наиболее тонких листов стенки)

$$P_{ст} = \gamma_{ст} ith_п n_1 + g_т h_п in_т, \tag{22.11}$$

где i — число поясов выше рассматриваемого уровня; $n_1=1{,}1$; $n_т=1{,}2$.

Таким образом, суммарные продольные напряжения в стенке от действующих нагрузок равны:

$$\sigma_1 = [P_{кр} + P_т + n_с (P_{сн} + P_{вак} - P_в)] (r_2/2t) + P_{ст}/t, \tag{22.12}$$

где $n_с=0{,}9$ — коэффициент сочетаний нагрузок.

Кольцевые сжимающие напряжения в стенке возникают от следующих нагрузок:

1) ветровой нагрузки, которая принимается равномерно распределенной по окружности резервуара. Действие ветровой нагрузки на стенку заменяется действием условного вакуума

$$P_в = 0{,}5 q_0 n_в k, \tag{22.13}$$

где $n_в=1{,}2$ — коэффициент перегрузки для ветровой нагрузки; k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, принимаемой по СНиП II-6-74;

2) вакуума

$$P_{вак} = p_{вак} n_{вак}. \tag{22.14}$$

Тогда суммарные кольцевые напряжения в стенке от действующих нагрузок равны:

$$\sigma_2 = (P_в + P_{вак}) (n_с r_2/t), \tag{22.15}$$

где $n_с=0{,}9$.

Если в результате расчета по условию (21.16) требуется значительно увеличить толщину стенки t, то оказывается целесообразным установить промежуточные кольца жесткости (от одного до трех), повышающие критические напряжения $\sigma_{кр2}$. В этом случае зоны h' и h'' (рис. 22.6) проверяют по формуле (21.16) отдельно при своих значениях t_{min}, вычисляя $\sigma_{кр2}$ при $h=h'$ и $h=h''$. Для зоны высотой h' к меридиональным напряжениям σ_1 добавляют напряжения $\sigma_1^{ст}$ (в верхнем i-м поясе зоны h') от массы стенки по формуле

$$\sigma_1^{ст} = n_g \gamma \sum_1^n t_i b_i/t_i, \tag{22.16}$$

где $b_i=30t_i$.

Критическая сила в кольце должна быть больше действующего в нем усилия от нагрузки, определяемой по формуле (22.15):

$$3EI_x/r_2^2 \geqslant (P_в + P_{вак}) an_с r_2, \tag{22.17}$$

где $a=(h'+h'')/2$.

Из условия (22.17) определяют требуемое значение I_x и подбирают соответствующий профиль промежуточного кольца жесткости.

5. Расчет сопряжения стенки с днищем

В зоне сопряжения стенки резервуара с днищем за счет стесненности радиальных деформаций стенки днищем возникают изгибающий момент

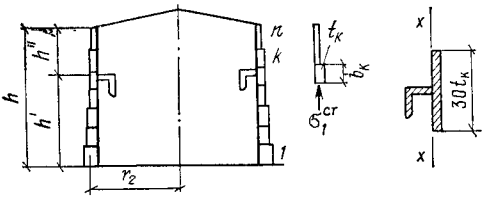


Рис. 22.6. Схема усиления стенки резервуара кольцами жесткости

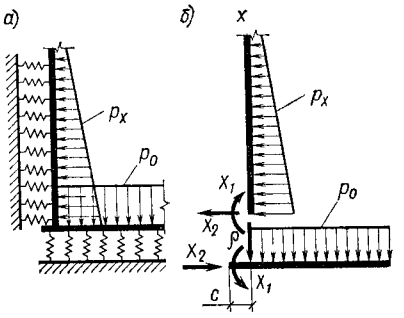


Рис. 22.7. Узел сопряжения стенки резервуара с днищем

а — расчетная схема; *б* — основная система

и поперечная сила (см. рис. 21.1, *г*). Расчетная схема и основная система сопряжения показаны на рис. 22.7. Предполагается, что полоски единичной ширины, вырезанные из стенки и днища, работают как балки на упругом основании (по гипотезе Винклера). Основную систему получили путем отрыва стенки от днища. Лишние неизвестные (X_1— изгибающий момент, X_2— поперечная сила) определяются методом сил из решения канонических уравнений:

$$\left.\begin{aligned}\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\Delta_{1p}=0;\\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\Delta_{2p}=0,\end{aligned}\right\} \qquad (22.18)$$

где δ_{11}; $\delta_{12}=\delta_{21}$; δ_{22} — единичные перемещения от $X_1=1$ и $X_2=1$; Δ_{1p} и Δ_{2p} — грузовые члены, зависящие от внешних нагрузок, действующих на сопряжение.

Все перемещения состоят из двух слагаемых, выражающих соответственно перемещения стенки и днища:

$$\delta_{11}=\delta_{11}^{ст}+\delta_{11}^{дн};\quad \Delta_{1p}=\Delta_{1p}^{ст}+\Delta_{1p}^{дн}\ \text{и т. д.} \qquad (22.19)$$

Принято, что днище абсолютно жесткое на растяжение и не деформируется в горизонтальной плоскости от действия внешней нагрузки, момента и поперечной силы $\delta_{12}^{дн}=\delta_{21}^{дн}=\delta_{22}^{дн}=\Delta_{1p}^{дн}=\Delta_{2p}^{дн}=0$.

Тогда система уравнений (22.18) принимает вид

$$\left.\begin{aligned}\left(\delta_{11}^{ст}+\delta_{11}^{дн}\right)X_1+\delta_{12}^{ст}X_2+\Delta_{1p}^{ст}+\Delta_{1p}^{дн}=0;\\ \delta_{21}^{ст}X_1+\delta_{22}^{ст}X_2+\Delta_{2p}^{ст}=0.\end{aligned}\right\} \qquad (22.20)$$

Единичные перемещения стенки имеют следующие значения:

$$\delta_{11}^{ст}=1/m_{ст}D_{ст};\quad \delta_{12}^{ст}=\delta_{21}^{ст}=1/2m_{ст}^2D_{ст}; \qquad (22.21)$$

$$\delta_{22}^{ст}=1/2m_{ст}^3D_{ст},$$

где $m_{ст}=\sqrt[4]{k_{ст}/4D_{ст}}=\sqrt[4]{3(1-\nu^2)/r_{ст}^2t_{ст}^2}$ — коэффициент деформации стенки; $k_{ст}=Et_{ст}/r_2^2$ — коэффициент постели стенки; $D_{ст}=Et_{ст}^3/12(1-\nu^2)$ — цилиндрическая жесткость стенки, кН·см.

Перемещения в стенке от гидростатического давления жидкости (для упрощения расчетов избыточное давление в паровоздушной смеси не учитывается) определяют по формулам:

$$\Delta_{1p}^{ст}=n_1\gamma_ж/k_{ст};\quad \Delta_{2p}^{ст}=n_1\gamma_ж h/k_{ст}, \qquad (22.22)$$

где h — высота налива; $\gamma_ж$ — удельный вес жидкости.

Перемещения днища представляют собой углы поворота днища в месте сопряжения его со стенкой:

от единичного момента $X_1=1$

$$\delta_{11}^{дн}=(1/4m_{дн}D_{дн})[1+m_{дн}c(\varphi^2+2\theta)]; \qquad (22.23)$$

от внешних нагрузок (p_0 — равномерно распределенного гидростатического давления на днище; g — равномерно распределенной вертикальной нагрузки от стенки, крыши и снега на ней)

$$\Delta_{1p}^{\text{дн}} = \Delta_{1p_0}^{\text{дн}} + \Delta_{1g}^{\text{дн}}, \tag{22.24}$$

где

$$\Delta_{1p_0}^{\text{дн}} = (n_1 \gamma_{\text{ж}} h m_{\text{дн}}/2k_{\text{дн}}) \left[1 - m_{\text{дн}}^2 c^2 (\varphi\psi + 2\theta\xi)\right]; \tag{22.25}$$

$$\Delta_{1g}^{\text{дн}} = \left(g/2m_{\text{дн}} D_{\text{дн}}\right) \theta^2 c; \tag{22.26}$$

$$D_{\text{дн}} = Et_{\text{дн}}^3/12(1-\nu^2); \quad m_{\text{дн}} = \sqrt{k_{\text{дн}}/4D_{\text{дн}}};$$

$k_{\text{дн}} = Et_{\text{дн}}/r_2^2$ — коэффициент постели упругого основания, принимаемый равным от 0,05 до 0,2 кН/см³ в зависимости от степени уплотнения основания; $t_{\text{дн}}$ — толщина окрайков днища, принимаемая равной 0,6—0,8 толщины листа нижнего пояса стенки; c — размер выступа (см. рис. 22.7).

Значения функций φ, ψ, θ, ξ в зависимости от параметров $m_{\text{дн}}$, c приводятся в таблицах.[1] Нагрузка вычисляется по формулам (22.6)—(22.8), (22.11).

После вычисления перемещений и решения системы канонических уравнений (22.20) определяют неизвестные X_1 и X_2. Максимальное значение меридиональных напряжений σ_1 в нижней части стенки с учетом напряжений от краевого эффекта равно:

$$\sigma_1 = g/t_{\text{ст}} + 6X_1/t_{\text{ст}}^2 \leqslant \gamma R. \tag{22.27}$$

Длина полуволны затухания краевого эффекта

$$S_{\text{м}} = 0{,}78\sqrt{r_2\, t_{\text{ст}}}. \tag{22.28}$$

В пределах этого расстояния кольцевые напряжения за счет стесненности кольцевых деформаций меньше, чем на соседних участках стенки, поэтому их можно не вычислять.

Максимальный изгибающий момент в днище

$$M_{\text{дн}} = \frac{X_1}{2}\left[1 + m_{\text{дн}}\, c\left(\varphi^2 - \frac{n\gamma_{\text{ж}} h}{2m_{\text{дн}}^2}\xi^2\right)\right], \tag{22.29}$$

а наибольшее напряжение в окрайках днища от изгибающего момента

$$\sigma_{\text{дн}} = 6M_{\text{дн}}/t_{\text{дн}}^2 \leqslant \gamma R. \tag{22.30}$$

В формулах (22.27) и (22.30) значения коэффициента условий работы $\gamma = 1{,}6$ назначены с учетом краевого эффекта в сопряжении стенки с днищем и допустимости развития пластических деформаций.

6. Конструирование и основные положения расчета крыши

Крыши вертикальных цилиндрических резервуаров низкого давления могут иметь различные конструктивные формы. Для резервуаров объемом до 5 тыс. м³ применяется коническая щитовая кровля. Щиты состоят из каркасов, выполненных из прокатных или гнутых профилей, и обшивки из стальных листов толщиной 2,5—3 мм. Опираются щиты на стенку резервуара и центральную стойку, которая помещается внутри резервуара. На рис. 22.8 показаны общий вид типового резервуара, изготовляемого методом рулонирования, со щитовой кровлей и схема его монтажа. Полотнище стенки такого резервуара навернуто на шахтную лестницу, а полотнище днища — на центральную стойку.

В резервуарах объемом до 5 тыс. м³ при малой снеговой нагрузке (не более 1500 Н/м²) может быть применена висячая кровля, которая также опирается на центральную стойку резервуара. По расходу метал-

[1] Тимошенко С. Л., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. — М.: Физматгиз, 1963. — 635 с.

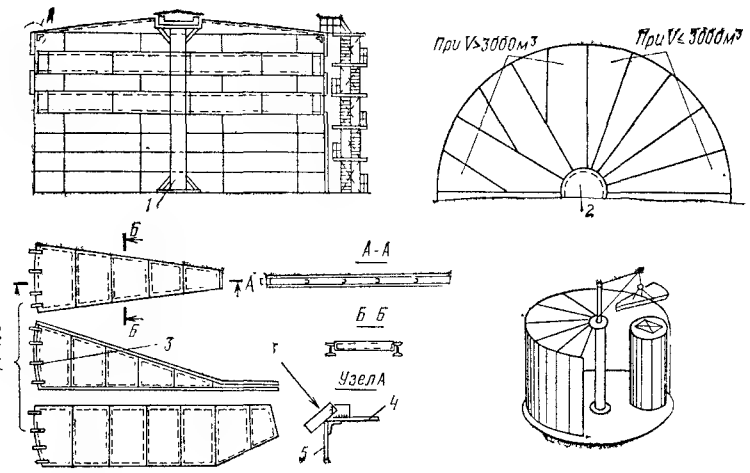


Рис. 22.8. Общий вид типового резервуара, изготовляемого методом рулонирования, со щитовой кровлей и схема его монтажа

1 — стойка (труба d=630...7020 мм); *2* — центральный щит; *3* — «ловитель»; *4* — кровля; *5* — корпус

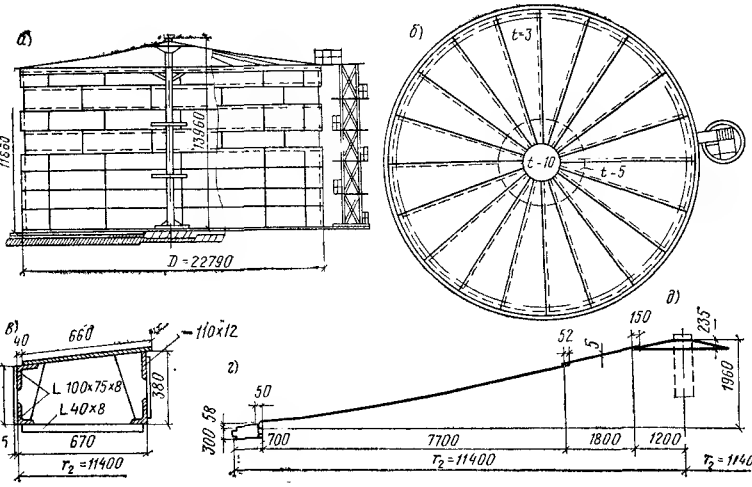


Рис. 22.9. Стальной вертикальный цилиндрический резервуар объемом 5000 м³ с висячей кровлей

а — общий вид; *б* — план кровли; *в* — кольцо жесткости; *г* — схема кровли; *д* — зонт стойки кровли

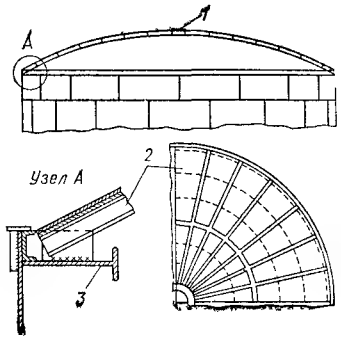


Рис. 22.10. Схема сферического покрытия резервуара, собираемого из секториых щитов

1 — центральное кольцо; *2* — щит; *3* — обвязочное кольцо

ла резервуары с висячей кровлей (рис. 22.9) легче резервуаров с щитовой кровлей на 10—15 %.

Для резервуаров объемом более 5 тыс. м³ щитовая и висячая крыши с центральной стойкой оказываются экономически неоправданными. В

резервуарах объемом 10—20 тыс. м³ более целесообразно применять покрытия в виде куполов без центральной стойки. Их собирают из щитов заводского изготовления, укрупненных в монтажные блоки. Эти блоки одним концом опираются на центральное кольцо, поддерживаемое в период монтажа временной стойкой, а другим — на опорное кольцо, расположенное по периметру стенки резервуара. На рис. 22.10 показана схема покрытия резервуара объемом 10 тыс. м³, проект которого выполнен в ЦНИИПСК им. Мельникова.

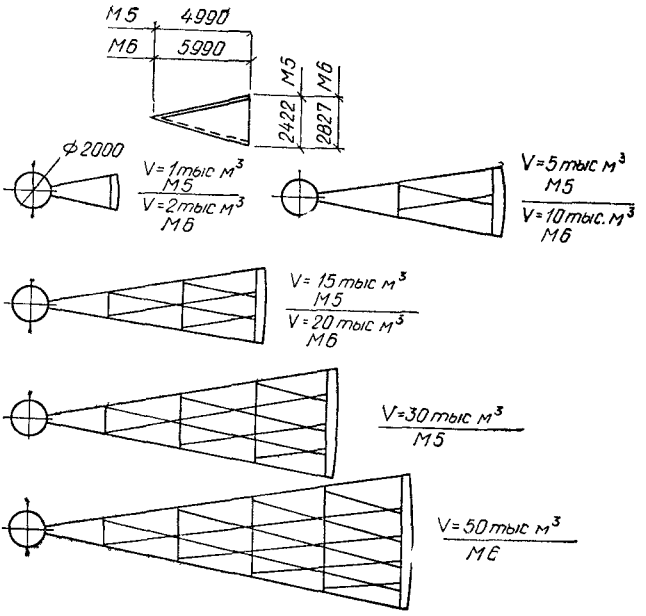


Рис. 22.11. Схемы унифицированных щитов сферических покрытий для резервуаров объемом от 1 до 50 тыс. м³

В типовых проектах резервуаров применяются ребристо-кольцевые купола, состоящие из системы радиальных ребер, связанных кольцевыми элементами, и стальной обшивки толщиной 2,5—4 мм.

ВНИИМонтажспецстрой совместно с ЦНИИПСК разработали унифицированные покрытия, представляющие собой сетчатые купола радиусом 60 м, каркас которых состоит из тонкостенных гнутых профилей. Купол собирают из унифицированных заводских щитов. Сетчатая структура каркаса с большой повторяемостью ячеек одинаковой формы позволила применить всего 5 типоразмеров щитов для крыш резервуаров в широком диапазоне объемов — от 2000 до 50 000 м³, что создает хорошие условия для их поточного изготовления.

Унифицированный заводской элемент представляет собой плоский щит трапециевидной формы, состоящий из листовой обшивки толщиной 3 или 4 мм и двух ребер из тонкостенного гнутого швеллера по боковым граням трапеции (рис. 22.11). Такие элементы на монтаже соединяются в укрупненные щиты. Например, укрупненный щит крыши резервуара объемом 5000 или 10 000 м³ состоит из трех унифицированных элементов (соответственно длиной 5 или 6 м), соединенных внахлестку.

Расход металла на унифицированные покрытия снижается до 12 %, стоимость — до 13 %, трудоемкость изготовления (на поточной линии) — в 1,5—2 раза по сравнению с аналогичными показателями крыш резервуаров, выполненных по типовым проектам.

При расчете крыш резервуаров низкого давления необходимо учитывать две комбинации нагрузок, кН/м²:

1) нагрузки, действующие на покрытие сверху вниз: вес конструкций крыши и теплоизоляции, снег, вакуум

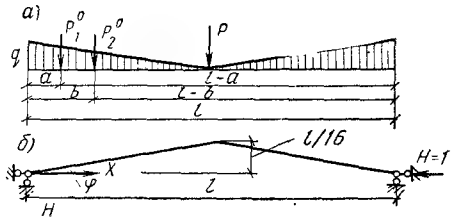
$$P\downarrow = (n_{\text{вак}}\, p_{\text{вак}} + n_{\text{сн}}\, p_0\, c_1)\, n_{\text{с}} + (n_1\, g_{\text{кр}} + n_{\text{т}}\, g_{\text{т}});$$

2) нагрузки, действующие на покрытие снизу вверх: внутреннее избыточное давление в паровоздушной среде, ветровой отсос, равный 0,8 скоростного напора ветра.

При проверке на вторую комбинацию вес теплоизоляции и снеговая нагрузка не учитываются, а вес самой крыши вычитается из расчетной нагрузки, действующей снизу вверх:

$$P\uparrow = (n_2\, p_{\text{н}} + n_{\text{в}}\, q_0\, c_2)\, n_{\text{с}} - n_1\, g_{\text{кр}}.$$

Рис. 22.12. Расчетная схема (*а*) и основная система (*б*) ломаной балки



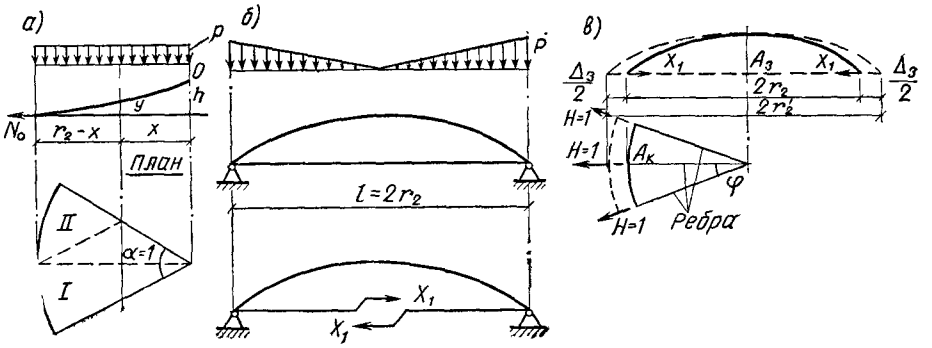


Рис. 22.13. Расчетные схемы

а — безмоментной кровли; *б* — двухшарнирной арки с условной затяжкой (расчетная схема и основная система); *в* — арки для определения сечения условной затяжки

Для резервуаров со щитовой конической крышей расчет несущих радиальных балок выполняется по расчетной схеме простой балки на двух опорах (стенки и центральной стойки), воспринимающей нагрузки на грузовой площади в виде треугольника или трапеции с криволинейным основанием по наружному контуру покрытия. Поперечные балки щитов рассчитывают также по схеме простых балок, опирающихся на несущие радиальные балки.

Для резервуаров без центральной стойки щитовая крыша представляет собой распорную конструкцию и расчет сводится к решению однажды статически неопределимой системы. Радиальные балки двух диаметрально противоположных щитов принимаются за одну ломаную балку, опирающуюся на стенку резервуара. На рис. 22.12 приведены расчетная схема и основная система такой балки. Неизвестный распор $H=X_1$ определяют по формуле

$$X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11}. \qquad (22.31)$$

здесь Δ_{1p} — грузовой член от всех нагрузок; $\delta_{11}=(1/EI)\int M^2dx$ — сумма единичных перемещений от всех нагрузок, где $M=\Sigma M_i^0$; M_i^0 — балочные изгибающие моменты от всех перечисленных нагрузок.

В висячих крышах, кроме зон краевого эффекта у внешнего контура и центральной части кровли, изгибающие моменты отсутствуют и крыша работает как безмоментная оболочка отрицательной гауссовой кривизны (рис. 22.13, *а*). Меридиональные и кольцевые усилия определяют по формулам:

$$N_1 = Pr_к^3/3xh; \quad N_2 = (r_{2к}/r_{1к})\,N_1 - r_{2к}z, \qquad (22.32)$$

где $r_{1к}$, $r_{2к}$ — переменные радиусы кривизны крыши в меридиональном и кольцевом направлениях

$$r_{1к} = x\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}/6ax; \qquad r_{2к} = x\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}/3ax^2+b;$$

h — высота крыши в центре;

$$a = -\frac{h^3}{2r_2^3}; \quad b = \frac{3h}{2r_2} - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{2};$$

$$z = P\cos\varphi = P/\sqrt{1+(3ax^2+b)^2}; \quad \operatorname{tg}\varphi = dx/dy = 3ax^2+b.$$

Эффективными крышами являются сферические щитовые покрытия с радиальными ребрами жесткости и кольцом жесткости, расположенным по наружному контуру сферы. При расчете на равномерно распределенную вертикальную нагрузку покрытие расчленяют на отдельные плоские арки, состоящие из двух диаметрально расположенных криволинейных щитов. Каждую такую арку рассчитывают как плоскую двухшарнирную арку с условной затяжкой. Расчетные схемы двухшарнирной арки представлены на рис. 22.13, *б*, *в*.

Площадь сечения условной затяжки $A_з$ определяется из условия равенства ее деформаций $\Delta_з$ деформациям опорного кольца сечением $A_к$ в радиальном направлении $\Delta_к$ по формуле $A_з = 2\pi A_к/n$, где n — число ребер в куполе.

Задача является однажды статически неопределимой с одним неизвестным $X_1 = H$, где H — распор. За основную систему принимается арка с разрезанной затяжкой, к которой приложена единичная сила $X_1 = 1$ (см. рис. 22.13, *б*). От воздействия силы $X_1 = 1$ в арке возникают изгибающий момент $M_1 = -y$, продольная сила $N_1 = -\cos\varphi$ и поперечная сила $Q_1 = \sin\varphi$, а в затяжке — сила $H = 1$. Неизвестное $X_1 = H$ определяется из решения канонического уравнения (22.31).

Суммарные значения M_x и Q_x в сечении x определяют по формулам:

$$M_x = M_x^0 + M_н = \frac{pl_x}{4}\left(1 - \frac{x}{l} + \frac{4}{3}\frac{x^2}{l^2}\right) - yH;$$

$$Q_x = Q_x^0 + Q_H = \frac{pl_x}{4}\left(1 - 2\frac{x}{l}\right)^2 + H\sin\varphi,$$

где l — пролет арки; M_x^0, Q_x^0 — соответственно балочные изгибающий момент и поперечная сила; $M_н$, $Q_н$ — соответственно изгибающий момент и поперечная сила от распора $X = H$.

7. Конструкция резервуаров с понтоном

Одной из разновидностей вертикальных цилиндрических резервуаров со стационарной крышей является резервуар с понтоном, который применяют для сокращения потерь на испарение нефти и нефтепродуктов. Понтон состоит из понтонного кольца, обеспечивающего плавучесть всего понтона, и центральной части из плоских стальных листов толщиной 4 мм, изготовляемых методом рулонирования. Понтонное кольцо выполняется из замкнутых коробов или из открытых отсеков, разделенных радиальными стенками (рис. 22.14). Между стенкой резервуара и наружной стенкой понтона имеется зазор шириной 200—275 мм. Для герметизации этого пространства устанавливают уплотняющие затворы жесткого или мягкого типа. Понтонное кольцо в нижнем положении опирается на стойки, расположенные в один ряд по окружности, а центральная часть понтона опирается на стойки, расположенные по концентрическим окружностям, число которых зависит от объема резервуара.

8. Конструкция резервуаров с плавающей крышей

При кратковременном хранении больших объемов нефтепродуктов (от 10 до 100 тыс. м^3) значительное сокращение потерь от испарения достигается в резервуарах с плавающей крышей (рис. 22.15). Подобные конструкции целесообразны для строительства в южных и средних широтах.

Плавающая крыша выполняется в виде кольцевого понтона с одностенчатым диском в средней части или в виде пустотелого двухстенчатого диска. На нижней стороне крыши крепятся опорные стойки высотой 1,5—2 м, которые служат для осмотра и ремонта крыши и днища резервуара. Крыша имеет уклон к центру для сбора дождевой воды, удаляемой с помощью гибкого шланга и насоса. На крыше размещаются люки, замерные устройства, предохранительные и вакуумные клапаны. Для

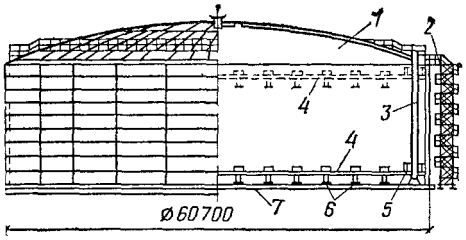


Рис. 22.14. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 50 тыс. м³ с понтоном

1 — сферическая крыша; *2* — шахтная лестница; *3* — направляющая труба понтона; *4* — понтон, *5* — закрытые отсеки понтона; *6* — стойки понтона; *7* — днище

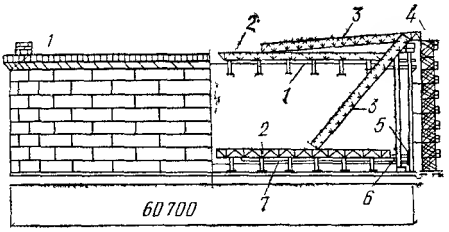


Рис. 22.15. Вертикальный цилиндрический резервуар объемом 50 тыс. м³ с плавающей крышей

1 — кольцо жесткости; *2* — рельсовый путь; *3* — катучая лестница; *4* — шахтная лестница; *5* — зазор между стенкой резервуара и понтоном; *6* — закрытые отсеки понтона, *7* — плавающая крыша

обслуживания резервуара предусматривается внутренняя катучая лестница, нижний конец которой перемещается по специальной опорной ферме, закрепленной на крыше. Верхний конец лестницы шарнирно прикреплен к стенке резервуара.

Крыша сопрягается с корпусом резервуара с помощью специальных затворов различной конструкции для обеспечения герметизации пространства под крышей. Для придания открытой сверху стенке резервуара необходимой жесткости и устойчивости в пределах верхнего пояса устанавливают кольцо жесткости, которое одновременно является и ходовой площадкой.

§ 3. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ ПОВЫШЕННОГО ДАВЛЕНИЯ

Резервуары повышенного давления применяются для хранения легкоиспаряющихся нефтепродуктов, например бензина. Для эффективной борьбы с потерями бензина в паровоздушной среде создается избыточное повышенное давление 10—70 кПа. В связи с этим необходимо специальное конструктивное оформление и прежде всего крыши резервуара, которая выполняется торосферической или сфероцилиндрической. Наиболее часто применяется сфероцилиндрическая крыша (рис. 22.16).

Особенностью такой крыши является то, что она состоит из цилиндрических лепестков, образующих поверхность, близкую к поверхности вращения. Лепестки вальцуются только в меридиональном направлении. Между сфероцилиндрической поверхностью и стенкой имеется торовая вставка, также имеющая кривизну только в меридиональном направлении.

Радиус кривизны сферической крыши равен радиусу кривизны цилиндрической стенки, а радиус кривизны торовой вставки принимается равным $0{,}1r_2$. Такое решение значительно проще и дешевле сферической крыши, требующей вальцовки листов в двух направлениях. Так как нижняя кромка крыши в плане образует многоугольник, то сопряжение стенки с крышей выполняется с помощью свальцованного швеллера, служащего одновременно и верхним кольцом жесткости.

Плоское днище и стенка рулонируются так же, как и для резервуаров низкого давления.

Еще одна особенность таких резервуаров связана с возможностью подъема стенки от избыточного давления в паровоздушной среде при незначительном количестве жидкости в резервуаре. Для устранения отрыва краев днища от песчаного основания нижняя часть корпуса снабжена грунтовым противовесом в виде анкеров с железобетонной плитой снизу (см. рис. 22.16). Анкерные болты через специальные столики прикрепляются к стенке резервуара, а другим концом заделываются в железобетонные плиты, размещаемые по периметру резервуара. На плиты

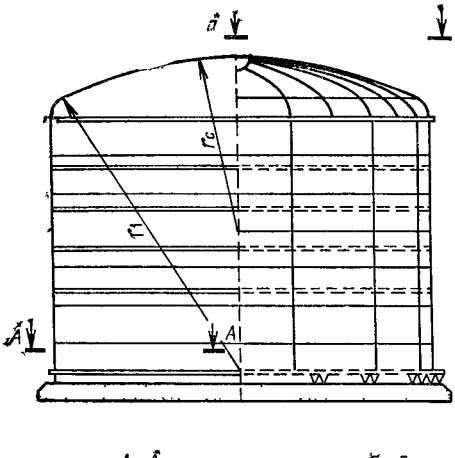
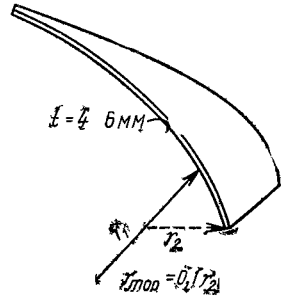
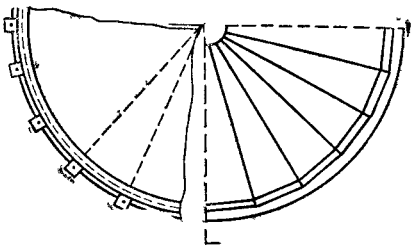


Рис. 22.16. Вертикальный цилиндрический резервуар повышенного давления со сфероцилиндрической крышей





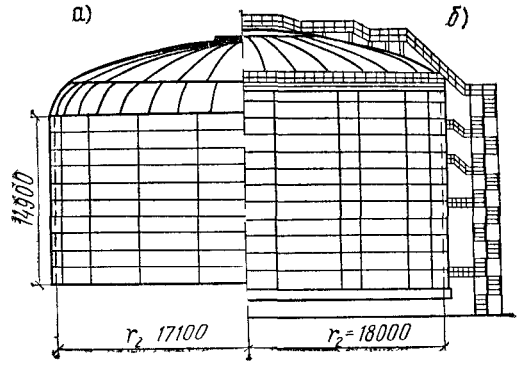


Рис. 22.17. Изотермический резервуар объемом 20 тыс. м³ с двойной стенкой

а — фасад внутреннего резервуара, *б* — фасад наружного резервуара

укладывают с уплотнением грунт, который вместе с плитами служит противовесом, уравнивающим усилие, отрывающее резервуар от основания.

Усилия в анкерных болтах определяют по формуле

$$N_a \geqslant \left(n_2 p_и \pi r_2^2 - n_3 Q\right)/n, \qquad (22.33)$$

где Q — вес кровли, стенки и части днища (примерно 0,5—1 м шириной), препятствующих подъему резервуара, кН, $n_3 = 0{,}9$ — коэффициент недогрузки; n — число болтов.

В зависимости от значения N_a определяют сечение болта и размеры железобетонных плит и грунтовых противовесов.

К резервуарам повышенного давления относятся также изотермические резервуары для хранения при постоянной отрицательной температуре сжиженных газов, например жидкого аммиака (рис. 22.17). Стенки и крыша двойные. Крыша внутреннего резервуара торосферическая, а наружного — сферическая. В промежутке между корпусами резервуара находится теплоизоляция: плиты из стекловаты между днищами и крышами, изоляционные плиты на стенках, а остальное пространство между вертикальными стенками заполняется перлитом плотностью около 200 кг/м³. Для изотермических резервуаров эффективно применение никельсодержащих или нержавеющих сталей, а также алюминиевых сплавов. Такие резервуары опираются на искусственное основание, например свайное с ростверком наверху.

§ 4. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

1. Особенности конструктивных форм

Горизонтальные цилиндрические резервуары предназначены для хранения нефтепродуктов под избыточным давлением (до 0,2 МПа) и сжиженных газов (под давлением до 1,8 МПа и более). В таких резервуарах при понижении температуры возможен вакуум (до 0,1 МПа).

Объем габаритных резервуаров для нефтепродуктов — до 100 м^3, для сжиженных газов — до 300 м^3, толщина стенки 3—36 мм, диаметр 1,4—4 м, длина 2—30 м.

Достоинством габаритных горизонтальных резервуаров являются простота конструктивной формы, поточное изготовление на заводах и перевозка в готовом виде, удобство надземной и подземной установки. К недостаткам относятся необходимость устройства специальных опор и сравнительная сложность замера продукта.

Корпус горизонтального резервуара состоит из нескольких листовых обечаек, каждая обечайка — из одного или нескольких листов, свальцованных на цилиндрических валках, или из ленты горячекатаной рулонной стали. Ширину листов принимают в пределах 1500—2000 мм. Швы, соединяющие листы в обечайках и обечайки друг с другом, делают встык. Для обеспечения жесткости при транспортировании, монтаже или при наличии вакуума (если $r_2/t>200$) в каждой обечайке располагают кольцо жесткости из уголка, приваренного пером к листу (рис. 22.18). При $r_2/t<200$ промежуточные кольца жесткости можно не ставить.

Днища горизонтальных цилиндрических резервуаров, предназначенных для хранения жидкостей, в зависимости от величины давления и диаметра резервуара применяются плоскими, коническими, цилиндрическими, сферическими или эллипсоидальными (рис. 22.19). Плоские днища просты в изготовлении, но весьма деформативны и требуют усиления ребрами, поэтому их применение целесообразно для резервуаров небольших объемов (до 100 м^3) и избыточного давления до 40 кПа. Для резервуаров такого же объема при избыточном давлении до 50 кПа применяются конические пологие днища. В резервуарах объемом 75—150 м^3 при избыточном давлении в пределах 70—150 кПа применяют цилиндрические днища, образуемые вальцовкой на цилиндрических валках плоской ромбической заготовки. При давлении до 200 кПа днища делают сферического или эллипсоидального очертания путем горячей штамповки листов на специальных прессах. Эллипсоидальные днища имеют более плавный переход от днища к стенке, поэтому являются более надежными в эксплуатации (местные напряжения по линии сопряжения их с корпусом сглажены).

Надземные резервуары опираются на две седловидные опоры (рис. 22.20) или на две опоры стоечного типа (см. рис. 22.18). Угол охвата седловидной опоры изменяется от 60 до 120°. Подземные резервуары опираются на сплошную седловидную опору. Внутри корпуса в плоскости опирания устраивают опорную диафрагму в виде кольца жесткости из уголкового профиля, приваренного к корпусу и усиленного треугольной решеткой. Кроме того, корпус резервуара усиливают промежуточными кольцами жесткости (см. рис. 22.18). Корпус резервуара оборудуется штуцерами для загрузки, забора и вентиляции, горловиной с лазом и крышкой для осмотра, очистки и ремонта резервуара, а также наружной лестницей и заземлением.

2. Расчет стенки корпуса на прочность

Расчетной схемой горизонтального цилиндрического резервуара является двухконсольная балка (оболочка) кольцевого сечения. Несущая способность резервуаров при $P\leqslant 70$ кПа определяется по первой группе предельных состояний в соответствии с рекомендациями СНиП II-23-81,

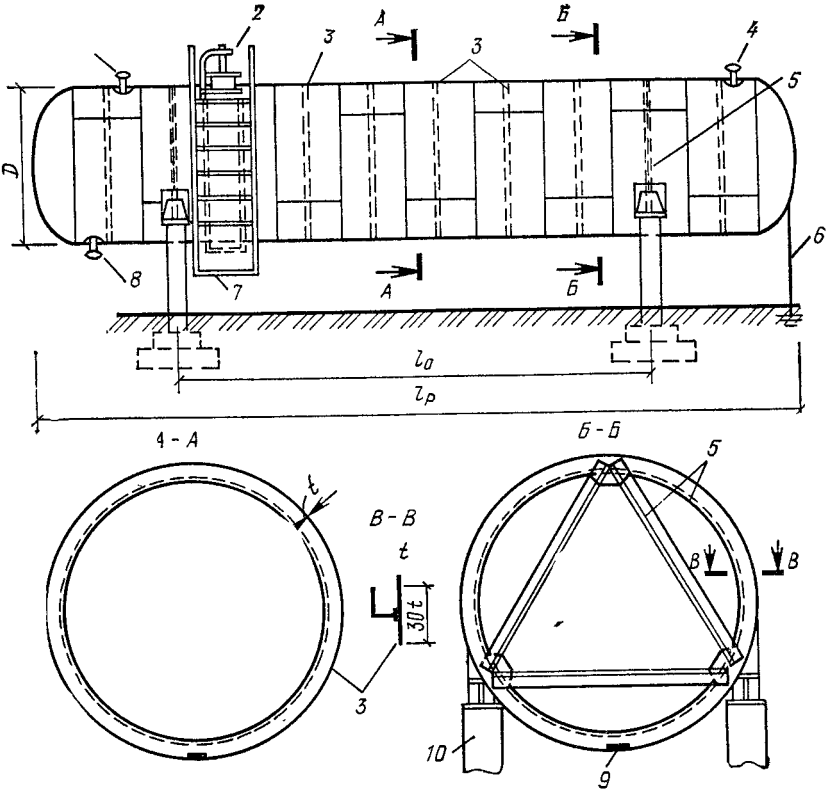


Рис. 22.18. Горизонтальный цилиндрический резервуар

1 — штуцер для загрузки; *2* — лаз для осмотра; *3* — кольца жесткости; *4* — штуцер для вентиляции; *5* — опорная диафрагма; *6* — заземление; *7* — лестница; *8* — штуцер для забора; *9* — щель в уголке; *10* — стойка

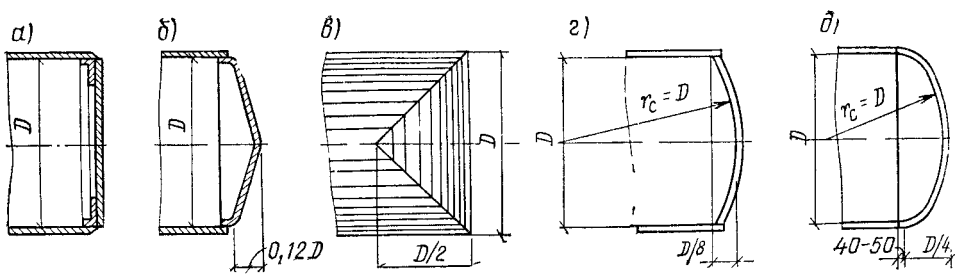


Рис. 22.19. Типы днищ горизонтальных цилиндрических резервуаров

а — плоские; *б* — конические; *в* — цилиндрическое; *г* — сферическое; *д* — эллипсовидное

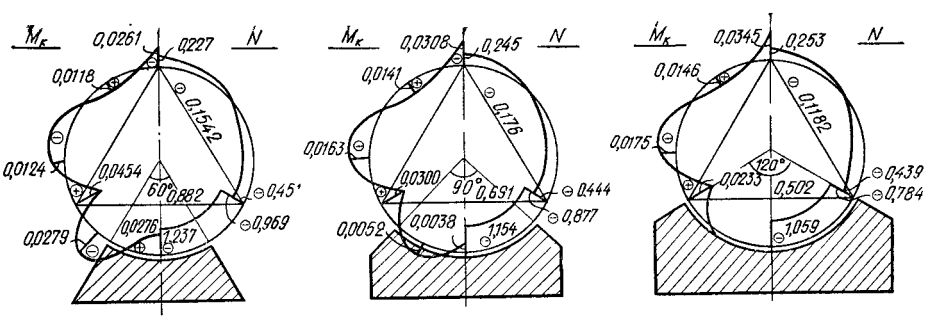


Рис. 22.20. Эпюры $M_к$ и N в элементах опорной диафрагмы при седловидной опоре

а при $P>70$ кПа — по методике допускаемых напряжений (ГОСТ 14249—80).

Кольцевые напряжения σ_2 имеют максимальное значение в нижней части корпуса, где давление на цилиндрическую оболочку складывается из гидростатического давления жидкости и избыточного давления в газовом пространстве. Используя выражение (21.7), получаем

$$\sigma_2 = (n_2 p_и + n_1 \gamma_ж 2r_2) r_2/t \leqslant \gamma R, \tag{22.34}$$

где $\gamma=0{,}8$.

Меридиональные напряжения σ_1 определяются по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_1' + \sigma_1'', \tag{22.35}$$

где σ_1' — напряжение от изгиба резервуара как в простой балке:

$$\sigma_1' = \frac{M_{пр}}{W} = \frac{n_1 \left(G/l_р + \gamma_ж \pi r_2^2\right)\left(l_0^2/8 - c_2^2\right)}{\pi r_2^2 t}; \tag{22.36}$$

σ_1'' — напряжение от избыточного и гидростатического давления на днище:

$$\sigma_1'' \approx \frac{\pi r_2^2 \left(n_2 p_и + n_1 \gamma_ж r_2\right)}{2\pi r_2 t} = \left(n_2 p_и + n_1 \gamma_ж r_2\right) r_2/2t; \tag{22.37}$$

$W=\pi r_2^2 t$ — момент сопротивления поперечного кольцевого сечения корпуса; $l_0=0{,}586l$ — расстояние между опорами; $l=\gamma_ж/\pi r_2^2$ — расчетная длина резервуара; c — вылет консоли, G — вес корпуса и жидкости.

В формуле (22.37) меридиональные напряжения на днище от гидростатического и избыточного давлений вычисляются со знаком приближенного равенства, так как равнодействующая гидростатического давления приложена со смещением относительно продольной оси резервуара.

3. Расчет стенок корпуса и днищ на устойчивость

При вакууме, который возникает в резервуаре при его опорожнении или при понижении наружной температуры, стенки резервуара проверяются на устойчивость по формуле (21.16) с учетом указаний § 3 гл. 21. Кроме этого, принимается, что меридиональные напряжения σ_1 определяются по формуле (22.35) с заменой $p_и$ на $p_{вак}$. Кольцевые напряжения σ_2 вычисляются по формуле (21.7), где $\gamma=1$ (запас устойчивости принимается меньше, чем запас прочности, так как при потере устойчивости разрушение резервуара, как правило, не происходит).

Внутреннее избыточное равномерное давление $p_и$ вызывает в плоском днище растягивающие напряжения, которые вычисляются по формуле

$$\sigma_{дн} = T_{дн}/t_{дн}; \quad T_{дн} = p_и d_{дн}^2/16 f_ц, \tag{22.38}$$

где

$$f_ц = \frac{d_{дн}}{4}\sqrt[3]{3p_и\left[\frac{(1-\nu)\,d_{дн}}{2Et_{дн}} + \frac{d_{дн}^2}{4EA_к}\left(1+\frac{A_к y^2}{I_x}\right)\right]} -$$

прогиб центра плоского днища, определенный по результатам экспериментальных исследований; $A_к$ — площадь обвязочного уголка кольца днища; I_x — его момент инерции. x, y — координаты внешней поверхности уголка.

Сжимающие напряжения в цилиндрической оболочке у центра тяжести опорного кольца определяются по формуле

$$\sigma_{ц.к} = T_{ц.к}\, d/2A, \tag{22.39}$$

где

$$\left.\begin{aligned} T_{ц.к} &= T_{дн}/(1+A\beta)/2t_{дн}; \\ \beta &= \sqrt[4]{12(1-\nu^2)/d^2 t_{дн}^2} \end{aligned}\right\} \tag{22.40}$$

Тогда на опорное кольцо передается сжимающее усилие

$$T_к = T_{дн} - T_{ц.к}, \tag{22.41}$$

а напряжения в опорном кольце вычисляются по формуле

$$\sigma_к = T_к r_2 / A_к. \tag{22.42}$$

Условие обеспечения устойчивости опорного кольца проверяется по неравенству $T_к < T_{кр}$, где $T_{кр} = 3EI/r_2^3$.

Прочность сопряжения днища с цилиндрической оболочкой проверяется с учетом изгибающего момента $M = Te$, возникающего вследствие внецентренного приложения усилия от днища. При этом должно соблюдаться условие

$$\sigma_к \pm \frac{4M}{t^2} \leqslant \gamma\gamma^{кр} R, \tag{22.43}$$

где $\gamma = 0{,}8$; $\gamma^{кр} = 1{,}6$.

Конические днища, испытывающие воздействия внутреннего избыточного давления $p_п$, рассчитываются на прочность по формулам:

$$r_1 = \infty; \quad r_2 = r/\cos\beta; \quad \sigma_1 = n_2 p_и r / 2t_{дн} \cos\beta; \quad \sigma_2 = n_2 p_и r / t_{дн} \cos\beta, \tag{22.44}$$

где β — угол между образующей конуса и его осью.

При совместном действии вакуума и меридиональной нагрузки устойчивость конического днища проверяется по формуле (21.18).

Сферические днища с радиусом кривизны, равным диаметру цилиндрической оболочки корпуса, рассчитываются на прочность при внутреннем избыточном давлении $p_и$ по формуле (21.8), а на устойчивость при $p_{вак}$ — по формуле (21.17).

4. Расчет корпусов надземных резервуаров на изгиб

Горизонтальные цилиндрические надземные резервуары при воздействии поперечных нагрузок (гидростатическое давление жидкости, ветер, обледенение и др.) рассчитывают как балку кольцевого сечения, если выполняется неравенство $tl^2/r_2^2 \geqslant 10$, и как цилиндрическую оболочку, если $tl^2/r_2^2 < 10$.

Проверку прочности корпуса резервуара на изгиб при наличии гидростатического и внутреннего избыточного давлений определяют по формулам (22.34)—(22.37). Так как для оболочки корпуса характерно плоское напряженное состояние, то должно выполняться следующее условие:

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leqslant \gamma\eta\varphi_ш R, \tag{22.45}$$

где $\eta = 0{,}9$ — коэффициент увеличения надежности сосудов для взрывопожароопасных продуктов; $\varphi_ш = 1$ — коэффициент прочности сварных соединений встык, выполненных автоматической сваркой с подваркой корня шва (другие швы в таких резервуарах не допускаются); $\gamma = 0{,}8$.

Опорную диафрагму резервуара рекомендуется принимать в виде кольца жесткости, подкрепленного треугольником, из уголков. Наибольшие усилия в элементах опорной диафрагмы возникают при полном заполнении резервуара. Их значения можно определить по приведенным на рис. 22.20 эпюрам $M_к$ и N в элементах опорной диафрагмы при различных углах охвата резервуара седловидной опорой.

Для получения расчетного момента в кольцевой опоре следует значения эпюры $M_к$ (рис. 22.20) умножить на выражение $\gamma l r_2^3 + \frac{n_1 G}{l} l \frac{r_2}{\pi}$, а для получения продольного усилия в элементах опоры значения эпюры N умножить на $\gamma l r_2^2 + n_1 G/\pi$.

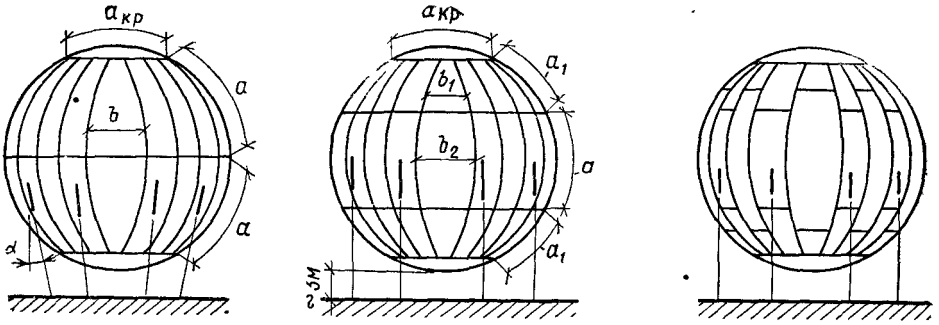


Рис. 22.21. Виды раскроя оболочки сферических резервуаров

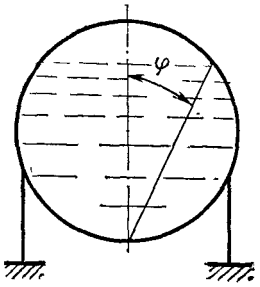


Рис. 22.22. Высота залива резервуара продуктом

Прочность опорного кольца проверяют по напряжениям на внутренней полке кольцевого уголка по формуле

$$\sigma = N/A_к + M_к/W_1 \leqslant R, \qquad (22.46)$$

где $W_1 = I_x/y_1$ — момент сопротивления кольцевого опорного ребра.

Необходимо отметить, что растягивающие напряжения определяются от положительных значений, а сжимающие — от отрицательных значений N и $M_к$.

§ 5. СФЕРИЧЕСКИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

1. Особенности конструктивных форм

Сферические резервуары предназначены для хранения сжиженных газов под высоким избыточным внутренним давлением (до 250 кПа). Объем их колеблется от 600 до 4000 м^3.

Сферические резервуары более сложны в изготовлении, чем цилиндрические, при этом трудоемкость их изготовления определяется прежде всего принятой схемой раскроя сферы, которая принимается параллельно-меридиональной или меридиональной (рис. 22.21). Элементы оболочки (лепестки) толщиной до 36 мм вальцуют в холодном состоянии на шаровых вальцах, при большей толщине штампуют в горячем состоянии на прессах. Сначала лепестки соединяются на прихватках и образуют сферу. Затем их сваривают автоматами с помощью специальных вращателей, которые позволяют выполнять сварные швы в нижнем положении. Все швы подвергают повышенным методам контроля качества.

Сферические резервуары опираются на кольцевую опору или на систему стоек, выполняемых из труб или двутавров, причем опирание на стойки более целесообразно, так как обеспечивает большую свободу температурных деформаций. Число лепестков в экваториальном сечении должно быть кратным числу опорных стоек, их ширина (b, b_1, b_2) увязывается с размерами стандартных листов, а длина (a, a_1, a_2) — с периметром оболочки ($2\pi r$) с учетом припусков на обработку.

Для сферических резервуаров следует применять марки сталей или алюминиевых сплавов с учетом габаритов резервуаров, температуры хранимого продукта и температуры, характерной для района строительства.

2. Расчет стенки резервуара на прочность

Расчет стенки резервуара на прочность производится на действие избыточного давления $p_и$ и гидростатического давления жидкости по формуле (21.8):

$$\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = [n_2 p_и + n_1 \gamma_ж (1 - \cos\varphi) 2r] r/2t \leqslant \gamma R, \qquad (22.47)$$

где φ — угол, определяющий высоту залива резервуара продуктом (рис. 22.22).

Требуемая толщина стенки в самой нижней точке оболочки с учетом (22.45) определяется из выражения

$$t = [n_2 p_и + n_1 \gamma_ж (1 - \cos\varphi) 2r] r/2\gamma\gamma_н R^{св}, \qquad (22.48)$$

где $\gamma = 0{,}7$ — коэффициент условий работы резервуара; $\gamma_н = 0{,}9$ — коэффициент надежности на взрывоопасность; $n_1 = 1{,}1$; $n_2 = 1{,}2$ — коэффициенты перегрузки.

Окончательно толщина стенки с учетом вытяжки металла при вальцовке или штамповке увеличивается примерно на 2 мм.

3. Расчет стенки резервуара на устойчивость

Так как при понижении температуры в резервуаре возможно образование вакуума, то сферическую оболочку следует проверять на устойчивость при $r/t \leqslant 750$ по выражению (21.17).

4. Расчет опорных стоек и диагональных связей

Опорные стойки, поддерживающие сферическую оболочку резервуара, рассчитывают на массу резервуара с оборудованием, заполнение его водой (при испытаниях), снег и ветер.

Учитывая возможность проседания одной из стоек при неравномерной осадке основания, вертикальное усилие на одну стойку увеличивается в $n/(n-1)$ раз, где n — число стоек. Тогда сжимающее усилие в стойке будет равно

$$N = \frac{n}{(n-1)\cos\alpha}\left[1{,}3 \cdot 4\pi r^2 t_{ст} \gamma_{ст} n_g + V\gamma_ж n_в + c p_0 \pi r^2 n_{сн} + c_w q_0 \pi r^2 n_w \frac{2H}{nr}\right], \qquad (22.49)$$

где $n_g = 1{,}1$; $n_в = 1{,}1$; $n_{сн} = 1{,}4$; $n_w = 1{,}2$ — коэффициенты перегрузки соответственно для массы резервуара, продукта, снега и ветра; $\gamma_{ст}$, $\gamma_ж$ — удельный вес соответственно стали и жидкости; $c = 0{,}5$; p_0 — вес снегового покрова; $c_w = 0{,}5$; q_0 — скоростной напор ветра; α — угол наклона стойки к вертикали.

В диагональных связях возникают усилия от ветровой нагрузки и от изменения радиуса сферической оболочки при ее нагревании или остывании.

Условие прочности растянутой диагонали

$$\frac{N_д}{A_д} = \frac{\left(N_д^w + N_д^\Delta\right) n_c}{A_д} = \left(c_w q_0 \pi r^2 n_w \frac{2H}{A_д n \sin\beta} + \frac{k\Delta E \sin\varphi \sin\beta}{l_д}\right) n_c \leqslant \gamma R, \qquad (22.50)$$

где $k = (t_w - c) l_д/(1 + 0{,}8 \sin^2\varphi \sin^2\beta r A_д)$ — коэффициент, учитывающий совместность деформаций сферической оболочки и опор;

$$\Delta = \Delta p_и + \Delta t = (n_2 p_и + n_1 \gamma_ж r)(1 - \nu) r^2/2E (t_w^{ст} - c) + \alpha_t t^0 r;$$

$t^\circ = 40...60\,^\circ C$ — расчетный перепад температур; $\gamma_ж$ — удельный вес жидкости, $n_1 = 1{,}1$; $n_c = 0{,}9$ — коэффициент сочетания нагрузок; $l_д$ — длина диагонали.

Требуемая площадь сечения связей определяется из условия восприятия ими ветровой нагрузки

$$A_д = N_д^w / \left[\left(\gamma R / n_c \right) - \sigma_\Delta \right], \text{ где } \sigma_\Delta = k \Delta E \sin \varphi \sin \beta / l_д.$$

Узлы прикрепления диагональных связей к стойкам рассчитываются на усилие $N_д$.

§ 6. РАЗВИТИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ РЕЗЕРВУАРОВ

Основными критериями выбора новых конструктивных форм резервуаров являются: снижение удельного расхода металла на единицу объема; технологичность изготовления и монтажа; оптимальный режим работы несущих элементов; использование типовых конструкций с максимальной унификацией элементов; необходимость создания резервуаров большой вместимости.

Прямоугольный в плане резервуар с гибкой стенкой (ПРГС) состоит из каркаса, тонколистового корпуса и системы стабилизации[1]. Каркас ПРГС представляет собой систему поперечных рам, включающих колонны и ригели в виде стропильных ферм (рис. 22. 23, *а*). Колонны, расположенные по торцовым сторонам каркаса, можно рассматривать как наружные стойки продольных рам с ригелями в виде обвязочных балок, щитов покрытия и подстропильных ферм. Каркас воспринимает нагрузки от веса продукта, хранящегося в резервуаре, веса конструкций, оборудования, снега и теплоизоляции.

Главным несущим элементом резервуара является стенка-днище, которая выполняется из тонких стальных полотнищ постоянной толщины. Полотнища укладываются на основание и образуют плоское днище, а их свободные участки крепятся по периметру к обвязочным балкам и формируют цилиндрические поверхности продольных и торцовых стенок. При этом образуется гибкая висячая система, работающая в основном на растяжение. Форма поверхности стенки соответствует очертанию гибкой нити под действием гидростатической нагрузки.

Стенка-днище может доставляться на монтажную площадку в виде рулонов вместе с обвязочными балками. Раскрой листов предполагает всего три типоразмера (рис. 22.23, *б*). Расчетная толщина стенки всего 2—3 мм для резервуаров объемом до 200 тыс. м³, если высота их не превышает 10 м.

Система стабилизации ПРГС состоит из продольных балок (стрингеров), размещаемых вдоль образующих поверхности стенки, и поперечных тяжей, шарнирно прикрепленных к балкам и наружным колоннам каркаса. Система стабилизации предназначена для уменьшения перемещений стенки-днища во время наполнения или слива резервуара. ПРГС является резервуаром низкого давления и предназначен для хранения нефти, нефтепродуктов и других жидкостей. Расчеты резервуаров этого типа объемом 5000—150 000 м³ показали, что удельный расход металла на единицу объема в зависимости от его вместимости составляет всего 10—12 кг.

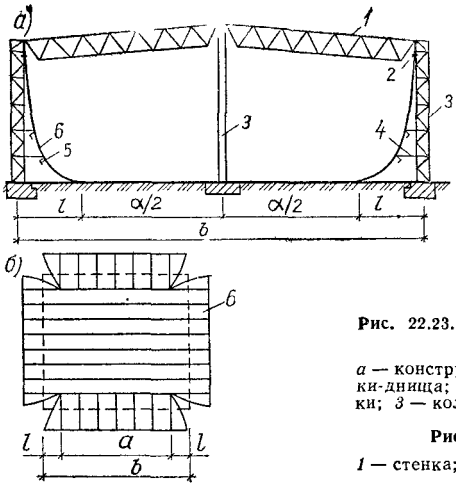
Возможность эффективного применения метода рулонирования для резервуаров низкого давления большого объема (до 200 тыс. м³) принципиально может быть решена при строительстве мультицилиндрических резервуаров с плавающей крышей (рис. 22.24)*.

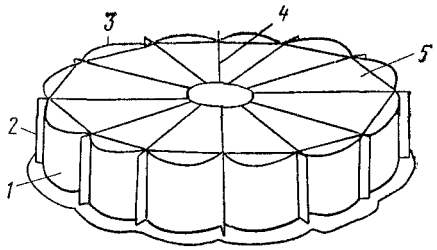
Стенки такого резервуара состоят из отдельных цилиндрических панелей небольшого радиуса (r_2=15...20 м), поэтому толщина листа может быть принята в пределах допустимой (до 16—18 мм) для рулони-

---

[1] **Пуховский А. Б., Гордин В А.** Развитие конструктивных форм стальных резервуаров — Изв вузов Строительство и архитектура, 1979, № 8, с 3—9.

* **Соболев Ю. В., Астряб С. М.** К расчету мультицилиндрического резервуара. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1981, № 11, с. 8—13.





22.23 | 22.24

Рис. 22.23. Прямоугольный в плане резервуар с гибкой стенкой

а — конструктивная схема; *б* — схема раскроя листов стенки-днища; *1* — фермы покрытия крыши; *2* — обвязочные балки; *3* — колонны; *4* — элементы стабилизации; *5* — элементы жесткости; *6* — гибкая стенка-днище

Рис. 22.24. Мультицилиндрический резервуар

1 — стенка; *2* — контрфорс; *3* — обвязочные балки; *4* — плавающая крыша; *5* — щиты покрытия

рования. Стык рулонов выполняется через промежуточный жесткий элемент — контрфорс, который передает внутреннее боковое давление на фундамент, а вверху — на кольцевую обвязку.

Глава 23. ГАЗГОЛЬДЕРЫ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ, КЛАССИФИКАЦИЯ И НАЗНАЧЕНИЕ ГАЗГОЛЬДЕРОВ

Газгольдерами называются сосуды, предназначенные для хранения и смешивания газов. Их включают в газовую сеть между источниками получения газа и его потребителями в качестве своеобразных аккумуляторов, регулирующих потребление газа.

Газгольдеры применяют на металлургических, коксохимических и газовых заводах, в химической и нефтеперерабатывающей промышленности, в городском хозяйстве для хранения природного или искусственного газа и т. д.

По конструкции и характеру эксплуатации газгольдеры делятся на две группы: газгольдеры переменного объема (мокрые и сухие) и газгольдеры постоянного объема.

Газгольдеры переменного объема называют газгольдерами постоянного низкого давления, так как давление газа в них не превышает 4—5 кПа. Газгольдеры постоянного объема имеют внутреннее давление газа в пределах 250—2000 кПа и являются сосудами высокого давления.

§ 2. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПЕРЕМЕННОГО ОБЪЕМА

1. Мокрые газгольдеры

Конструктивные особенности. Типовые мокрые газгольдеры имеют вместимость 100—30 000 м³ и состоят из вертикального цилиндрического резервуара, наполненного водой, одного или нескольких промежуточных звеньев (телескопов), колокола, представляющего собой открытую снизу цилиндрическую оболочку с пологой сферической кровлей, и направляющих (рис. 23.1). Через дно резервуара под колокол подводят газопроводы для подачи и расходования газа. Непроницаемость соединения соседних звеньев газгольдера обеспечивается гидравлическими затворами в виде двух кольцевых желобов, входящих один в другой. При наполнении газгольдера газом колокол поднимается, зачерпывает

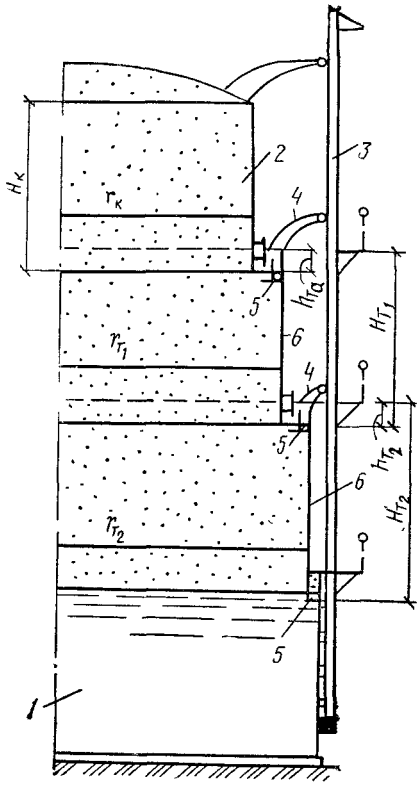


Рис. 23.1. Схема мокрого газгольдера при верхнем положении колокола и телескопов

1 — резервуар; *2* — колокол; *3* — направляющая; *4* — верхние направляющие ролики; *5* — нижние направляющие ролики; *6* — звенья телескопа

воду из резервуара своим желобом, захватывает им верхний желоб телескопа и т. д., после чего колокол с телескопами поднимается до своего верхнего положения.

Для уравновешивания внутреннего давления газа масса подвижных звеньев бывает недостаточна, и тогда применяют бетонные грузы, расположенные по периметру крыши колокола, а также чугунные грузы, уложенные по периметру нижней части колокола. Газгольдеры должны иметь молниеотводы.

Плавность и бесперебойность движения колокола и телескопов обеспечиваются направляющими и роликами.

В газгольдерах с вертикальными направляющими верхние ролики закрепляются на консолях, прикрепленных к верху каждого подвижного звена, и перемещаются по наружным направляющим стойкам каркаса, а нижние крепятся к нижнему кольцу подвижного звена и перемещаются по внутренним стойкам, приваренным к стенке нижерасположенного элемента.

Применяются следующие марки стали: для оболочки резервуара и подвижных звеньев с расчетной температурой ниже —30 °С — Вст3сп5, при температуре до —30° — Вст3пс6 (по ГОСТ 380—71 с изм.) при этом необходимы дополнительные гарантии загиба в холодном состоянии и ограничения по химическому составу; для прочих расчетных элементов — Вст3кп2 по ГОСТ 380—71 с изм. с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии.

Основные положения расчета. Газгольдеры переменного объема рассчитывают по методу предельных состояний в соответствии с указаниями специальных технических условий и главы СНиП II-23-81. В расчетах учитывают следующие коэффициенты перегрузки: для собственного веса конструкций $n_1=1{,}1$; для давления газа под колоколом $n_2=1{,}2$; для давления воды в резервуаре $n=1{,}1$; для полезной (временной нагрузки (2 кН/м²) на обслуживающие площадки и лестницы $n=1{,}2$; для снега на колоколе — на всей крыше или на половине поверхности крыши интенсивностью, соответствующей данному району строительства, согласно СНиП [9], но не менее 1 кН/м² (III район), $n=1{,}4$, при этом нагрузка на всей крыше, несмотря на сферическую ее поверхность, не уменьшается; для ветровой нагрузки с аэродинамическим коэффициентом $k=0{,}7$ $n=1{,}2$.

При расчетах учитывают следующие сочетания нагрузок: основные — вес конструкций, давление газа и воды, снег на всей крыше или на половине ее поверхности, временные нагрузки на площадке; дополнительные: а) нагрузки основные с односторонней снеговой нагрузкой, ветер, температурные и монтажные воздействия; б) нагрузки основные без учета снеговой нагрузки, ветровая нагрузка; особые — нагрузки от собственного веса, воды и снега, сейсмические воздействия. Коэффициенты сочетания нагрузок принимают по СНиП [9].

Коэффициент условий работы принимают равным $\gamma=1$, за исключе-

нием случаев, когда принимаются иные значения: для корпуса водяного резервуара газгольдера $\gamma=0{,}8$; для внешних вертикальных направляющих $\gamma=0{,}9$; для сжатых основных элементов купола колокола (ноги стропил, пояс жесткости) $\gamma=0{,}9$.

При расчете на прочность и деформативность с учетом сейсмических сил принимается специальный коэффициент условий работы $\gamma^{кр}=1{,}4$.

Максимальное давление газа под колоколом $p_и$ имеет место при наивысшем его положении и определяется в зависимости от собственной массы подвижных звеньев, воды в затворах, пригрузки, а также от плотности воздуха и газа:

$$P_{и max}=\frac{4}{\pi D^2}\left[Q-\frac{Q'}{\gamma_{ст}}-V(\gamma_в-\gamma_г)\right], \qquad (23.1)$$

где $P_{и max}$ — 10 кПа — наибольшее избыточное (заданное) давление газа в газгольдере; D — диаметр колокола в однозвеньевом газгольдере; Q — общий вес колокола, телескопа, пригрузки, роликов, воды в затворах, оборудования на подвижных звеньях, кН; Q' — вес погружаемых в воду частей колокола и телескопа, кН; V — объем газа внутри газгольдера; $\gamma_{ст}$, $\gamma_в$, $\gamma_г$ — соответственно удельный вес стали, воздуха и газа, кН/м³.

Стенки резервуара телескопов и колокола выполняются из рулонных заготовок на заводе. Толщина стенки резервуара определяется по формуле

$$t=(\gamma_{ст}n_1+p_и n_2)\,r_2/\gamma R. \qquad (23.2)$$

Толщина стенок телескопов и колокола вычисляется по формуле

$$t=n_2 p_и r_2/\gamma R. \qquad (23.3)$$

Так как давление газа под колоколом $p_и$ мало, то расчетная толщина стенки получается незначительной, поэтому в этих случаях толщина стенки назначается конструктивно не менее 3—5 мм.

Кровля колокола состоит из тонколистовой оболочки и поддерживающих ее стропил в виде радиально расположенных в плане арок, которые соединены между собой кольцевыми стержнями и решеткой, образующими купольную систему. Наиболее часто применяется «дышащая» кровля, когда оболочка кровли свободно лежит на стропилах и не скрепляется с ними, а приваривается только к уторному уголку по опорному кольцу. Вследствие этого усилия от внутреннего избыточного давления $p_и$ воспринимаются оболочкой кровли как мембраной без включения в работу стропил. Поэтому толщина стенки кровли определяется как для сферической оболочки

$$t=n_2 p_и^* r_c/2\gamma R, \qquad (23.4)$$

где $p_и^*=p_и-G_{об}$ — разность между внутренним избыточным давлением в газгольдере (обычно $p_и=4$ кПа) и весом оболочки $G_{об}$; r_c — радиус сферической оболочки, $\gamma=1$.

Стропила рассчитывают на нагрузку от кровли, снега на ней и вакуума.

Наружные направляющие, связанные кольцевыми площадками и раскосами, можно представить в виде сквозного призматического стержня, загруженного сосредоточенными силами от давления наружных роликов, передающих ветровую нагрузку, которая воспринимается телескопами и колоколом, а также одностороннюю снеговую нагрузку на кровлю колокола. Раскладывая эти сосредоточенные нагрузки по плоским фермам, составляющим грани призмы, и рассматривая их как консоли, определяют осевые усилия во всех элементах. Наибольшие усилия возникают в элементах граней, параллельных направлению ветра. Кроме продольных усилий наружные направляющие могут испытывать местный изгиб от сосредоточенного давления роликов, что также должно учитываться в расчете.

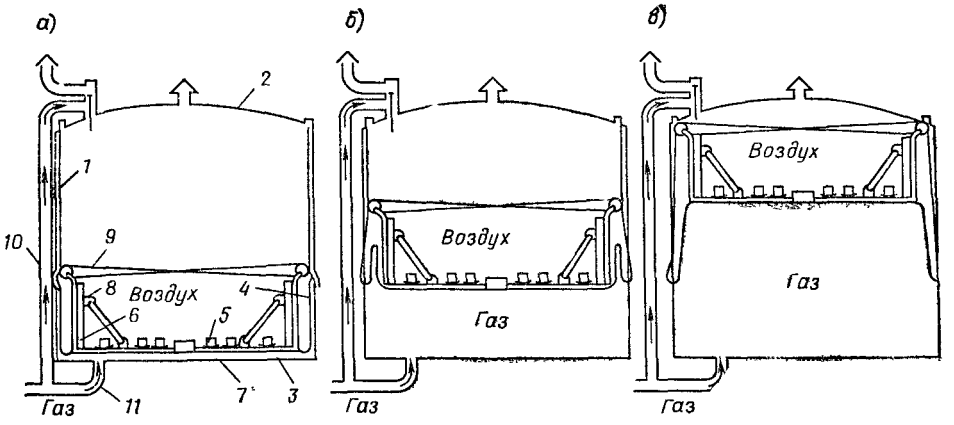


Рис. 23.2. Схема работы сухого газгольдера с кольцевым фартуком

а — порожний газгольдер; *б* — частично заполненный газом; *в* — полностью заполненный газом; *1* — корпус; *2* — кровля, *3* — днище, *4* — кольцевой фартук из прорезиненной ткани; *5* — бетонные грузы; *6* — каркас шайбы; *7* — днище шайбы; *8* — стенка шайбы, *9* — тяжи шайбы; *10* — стояк газосброса; *11* — газоход

Горизонтальные кольца кроме осевого растягивающего усилия должны проверяться на изгиб в вертикальной плоскости от собственного веса и вертикальной нагрузки 2 кН/м^2.

Пригрузку составляют бетонные плиты, располагаемые на крыше колокола по ее наружному краю на специальной кольцевой площадке, и чугунные грузы, которые размещают на нижнем кольце жесткости у гидрозатвора на специальном уширении. Вес пригрузки определяется по упрощенной формуле $Q^*_{гр} = p_и \pi D^2/4$.

2. Сухие газгольдеры

Конструктивные особенности. Сухие газгольдеры применяют в случае, когда хранимые газы имеют высокую концентрацию (до 99,9 % и выше) и не допускают увлажнения (этилен, пропилен и т. д.). Объем газгольдеров колеблется от 10 до 600 тыс. м^3. Конструкция их состоит из цилиндрической оболочки с плоским днищем, покоящимся на песчаной подушке, и сферической кровли из листов толщиной 3 мм, которые крепятся к каркасу из радиально расположенных гнутых швеллеров (рис. 23.2).

Внутри газгольдера размещается специальная конструкция в виде шайбы, перемещающейся под давлением газа наподобие поршня. Шайба имеет несущий каркас и наружную обшивку из листовой стали.

Между корпусом газгольдера и вертикальными стенками шайбы расположен сплошной кольцевой фартук из прорезиненной ткани, герметично соединенный с корпусом и шайбой и изолирующий газовое пространство. Шайба удерживается в горизонтальном положении с помощью системы роликов и встречных тросов, прикрепленных своими концами к стенке газгольдера и каркасу кровли. Для удержания давления в газгольдере шайба пригружается бетонными блоками. Наполнение газгольдера и внутреннее избыточное давление регулируются автоматически: при переполнении газгольдера шайба выталкивает шток газосброса и излишек газа уходит в атмосферу.

Стенки корпуса и днища сухих газгольдеров изготовляют из рулонных заготовок. Стенка корпуса снабжена каркасом из вертикальных стоек, заделанных в фундамент, и горизонтальных колец из прокатного профиля. Все соединения элементов в сухих газгольдерах выполняются сварными.

Основные положения расчета. Стенку корпуса сухого газгольдера рассчитывают как цилиндрическую оболочку от избыточного внутрен-

него давления газа, работающую на растяжение. Расчетная толщина стенки обычно оказывается незначительной, поэтому принимается конструктивно равной 5 мм. Так как конструкция корпуса получается тонкостенной, то его необходимо проверить на устойчивость при отсутствии газа и наличии вакуума.

В этом случае от действия веса корпуса и покрытия с оборудованием, веса снега на кровле, а также от полезной нагрузки в корпусе возникают продольные меридиональные напряжения

$$\sigma_1 = G/2\pi r_2 t \leqslant \gamma R,$$

где G — сумма всех перечисленных нагрузок.

Критические напряжения от этих нагрузок определяют по формуле (21.11), а при наличии вакуума — по формуле (21.13). При одновременном действии сжимающих вертикальных нагрузок и вакуума проверка устойчивости стенки корпуса выполняется по выражению (21.16).

§ 3. ГАЗГОЛЬДЕРЫ ПОСТОЯННОГО ОБЪЕМА

Для хранения природного газа, выходящего при добыче из-под земли под большим давлением и подаваемого потребителям на большие расстояния, а также при значительном суточном обороте газа целесообразно применение газгольдеров постоянного объема. Давление в них колеблется от 70 до 2000 кПа, что дает возможность при значительно меньших габаритах по сравнению с газгольдерами переменного объема хранить в них во много раз большее количество газа. Газгольдеры постоянного объема более экономичны по расходу металла на 1 м^3 хранимого газа по сравнению с газгольдерами переменного объема.

Газгольдеры постоянного объема проектируются с учетом требований специальных правил устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением. Объем газгольдера и предельное давление газа в нем регламентируются ГОСТ 5172—63.

По конструктивным признакам газгольдеры постоянного объема подразделяются на цилиндрические и сферические.

1. Цилиндрические газгольдеры

Конструктивные особенности. Цилиндрические газгольдеры состоят из цилиндрического корпуса и двух днищ, которые чаще всего выполняются в виде полусфер, хотя возможны и другие формы, например эллиптическая. Объем цилиндрических газгольдеров колеблется от 50 до 300 м^3, что позволяет их делать габаритными для перевозки железнодорожным транспортом.

По положению в пространстве цилиндрические газгольдеры могут быть горизонтальными (рис. 23.3) и вертикальными. В цилиндрической оболочке корпуса на опорах устраивают кольца жесткости.

Основные положения расчета. Расчетные толщины стенок цилиндрического корпуса и сферических днищ определяют по формулам:

для цилиндрической части

$$t = n_2 p_и D/2\gamma R; \tag{23.5}$$

для сферических днищ

$$t_с = n_2 p_и D/4\gamma R, \tag{23.6}$$

где $\gamma = 0{,}7$ — коэффициент условий работы газгольдера постоянного объема.

Для уменьшения величины изгибающего момента краевого эффекта переход от цилиндрической стенки к днищам делается плавным (см. рис. 23.3) и толщина днища принимается равной $t_с = (^2/_3 ... ^3/_4)\,t$.

Кольца жесткости в местах опирания газгольдера делают из составного или прокатного тавра, приваренного к стенке.

Наибольшие усилия в кольцах жесткости возникают при гидравлическом испытании, когда газгольдер заполняют водой. Сдвигающее уси-

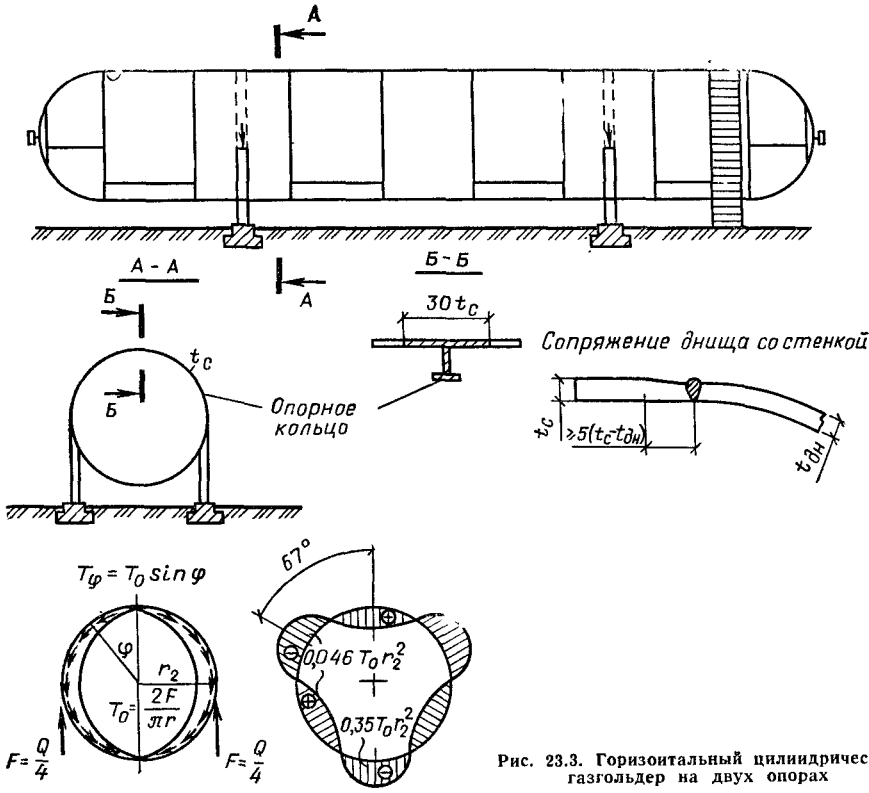


Рис. 23.3. Горизонтальный цилиндрический газгольдер на двух опорах

лие между стенкой корпуса и кольцом, возникающее в этот момент, определяют по формуле

$$F_\varphi = F_0 \sin\varphi = (G/2\pi r_2)\sin\varphi, \tag{23.7}$$

где $F_0 = G/2\pi r_2$ — максимальное значение сдвигающего усилия в месте сопряжения корпуса со стенкой (эпюра F указана на рис. 23.3); G — общий вес газгольдера с оборудованием и водой; φ — угловая координата.

При $0 \leqslant \varphi \leqslant \pi/2$ продольную силу определяют из выражения

$$N = \frac{G}{2\pi}\left(\frac{1}{4}\cos\varphi + \frac{\cos\varphi\cos 2\varphi}{4} + \frac{\sin\varphi\sin 2\varphi}{4} - \frac{\varphi\sin\varphi}{2}\right). \tag{23.8}$$

Кольцо жесткости проверяют на совместное действие момента (см. эпюру моментов на рис. 23.3) и продольной силы. В условную площадь поперечного сечения кольца жесткости необходимо включить часть стенки (на рис. 23.3 разрез 2—2, расчетная площадь заштрихована).

В газгольдерах с небольшим внутренним избыточным давлением кольцо жесткости выполняется из уголка, согнутого на перо и усиленного дополнительными стержнями (по типу опорных колец горизонтальных цилиндрических резервуаров).

2. Сферические газгольдеры

Сферические газгольдеры применяют негабаритными, объемом до 600 м³ и более. По расходу металла на 1 м³ хранимого газа они более экономичны, чем цилиндрические газгольдеры, но сложнее в изготовлении и монтаже. Их конструктивное оформление и методика расчета такие же, как сферических резервуаров для сжиженных газов (см. выше).

Глава 24. БУНКЕРА И СИЛОСЫ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Бункерами и силосами называют емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов (рис. 24.1). Хранилища, в которых высота стенки не превосходит полуторного наименьшего поперечного размера, называют бункерами. Более высокие хранилища называют силосами. Силосы применяют исключительно круглыми в плане. Бункеры отличаются большим разнообразием конструктивных решений. Они подразделяются на пирамидально-призматические, лотково-призматические, гибкие (параболические), гибкие с жесткими разгрузочными воронками, конусно-цилиндрические.

Бункера могут находиться как внутри здания, так и на открытом воздухе. Загружают бункера механическим или пневматическим способом через отверстия в верхнем перекрытии. Разгрузка производится под действием массы сыпучего материала при открывании выпускных отверстий. Для улучшения условий разгрузки бункера и силосы заканчиваются снизу суживающейся частью, называемой воронкой. Наименьший угол наклона стенки воронки к горизонту на 5—10° превышает угол естественного откоса сыпучего материала.

В зависимости от вида разгрузочного устройства и механических характеристик сыпучего материала выпускные отверстия бункеров и силосов могут иметь круглую, квадратную, прямоугольную или вытянутую щелевую форму в плане. Размер выпускного отверстия

$$a_0 = k\,(b + 80)\,\mathrm{tg}\,\varphi, \qquad (24.1)$$

где a_0 — сторона квадрата или диаметр D выпускного отверстия, мм; $k=2{,}4...2{,}6$ — опытный коэффициент; b — максимальный размер кусков сыпучего материала, мм; φ — угол естественного откоса сыпучего материала, град.

Размеры выпускных отверстий a_0 изменяются от 300 (для сухого песка) до 1500 мм (для крупной руды, скрапа, угля-плитняка).

В бункерах, предназначенных для хранения твердых кусковых материалов, внутреннюю поверхность наклонных стенок футеруют, чтобы предохранить стенки от истирания и образования вмятин при ударах. Тип футеровки зависит от истирающих свойств сыпучего материала. Так, бункера для руды и скрапа футеруют листовой марганцовистой сталью марки 30Г2 толщиной 6—10 мм. Иногда применяют деревянную футеровку.

Основные несущие конструкции бункеров с плоскими стенками и силосов изготовляют из углеродистой стали, а гибких бункеров — из низколегированной. Конструкции бункеров и силосов выполняются сварными с соединением элементов встык. Соединения внахлестку допускаются только как монтажные. В некоторых случаях монтажные соединения делают болтовыми.

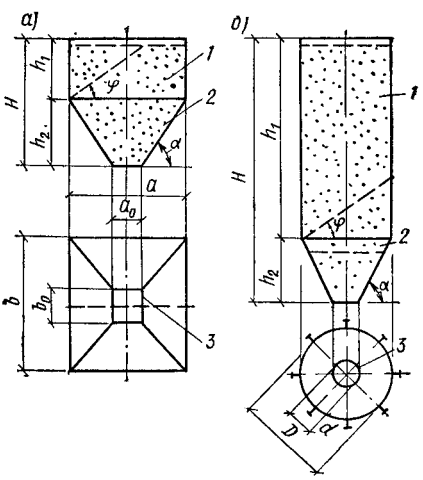


Рис. 24.1. Схемы бункера (*а*) и силоса (*б*)

1 — верхняя часть (призматическая или цилиндрическая); *2* — воронка (пирамидальная или коническая); *3* — выпускное отверстие

§ 2. БУНКЕРА С ПЛОСКИМИ СТЕНКАМИ

1. Конструктивные особенности

Бункера с плоскими стенками являются жесткими конструкциями, так как сохраняют постоянную геометрическую форму в процессе загружения

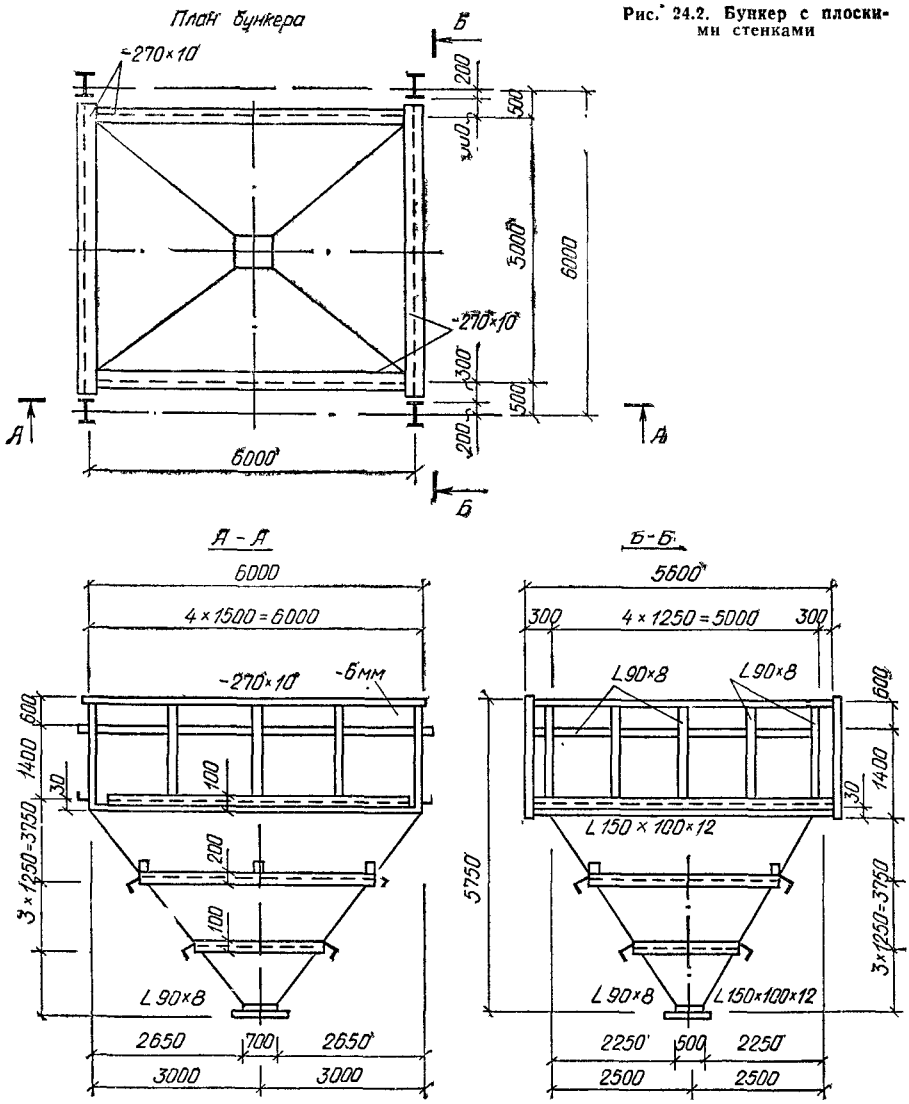


Рис. 24.2. Бункер с плоскими стенками

и разгрузки. По конструктивной форме они разделяются на пирамидально-призматические и лотково-призматические. Они состоят из верхней призматической части и нижней части (воронки), имеющей форму усеченной пирамиды или лотка большой протяженности.

Вертикальные стенки образуются, как правило, бункерными несущими балками и имеют горизонтальные и вертикальные ребра жесткости. Обшивка воронки укрепляется обычно только горизонтальными ребрами жесткости (рис. 24.2).

Бункера опираются на колонны через бункерные балки. Бункерные балки с колоннами образуют поперечные рамы. Неизменяемость формы сооружения в продольном направлении бункерной эстакады обеспечивается продольными связями.

2. Основные положения расчета

Бункера с плоскими стенками рассчитывают на воздействие нагрузок: от веса конструкций 1—1,2 кН/м², снеговой, ветровой нагрузок, временных нагрузок на перекрытие до 4 кН/м², а также от давления сыпучего материала. Нагрузки от ветра и снега принимают по СНиП II-6-74.

При расчете принимают следующие коэффициенты перегрузки: от веса конструкций $n_1=1{,}1$; от давления сыпучего материала $n_2=1{,}3$; от ветра $n_3=1{,}2$.

Коэффициент условий работы для обшивки и бункерных балок принимается равным $\gamma=0{,}8$, для остальных конструкций $\gamma=1$.

Расчет производится раздельно для призматической (коробки) и пирамидальной или лотковой (воронки) части бункера. Плоские стенки бункеров рассчитывают как пластинки, которые под воздействием равномерно распределенного давления сыпучего материала находятся в состоянии цилиндрического изгиба. Предполагается, что пластинки шарнирно прикреплены к ребрам жесткости. Изгибающий момент в середине пролета пластинки равен;

$$M = M_б - 4n_2 P_\alpha^н l^2 N/\pi^3 \left(N + N_E\right), \tag{24.2}$$

где $M_б$ — изгибающий момент для простой балки в середине пролета; N — продольное растягивающее (цепное) усилие в обшивке, определяемое по формуле

$$N = \sqrt[3]{\frac{Et}{1-\nu^2}\,\frac{(n_2 p^н)^2\, l^2}{24}}; \tag{24.3}$$

l — расстояние между ребрами жесткости; $N_E=\pi^2 Et^3/12(1-\nu^2)l^2$.

Вертикальное $q^н$ и горизонтальное $P^н$ нормативные давления сыпучего материала в бункерах определяют по формулам:

$$q^н = \gamma y; \qquad P^н = k\gamma y. \tag{24.4}$$

Аналогично в силосах

$$q^н = z\gamma r/f_{тр}\, k; \qquad P^н = z\gamma r/f_{тр}, \tag{24.5}$$

где γ, $f_{тр}$ — уд. вес и коэффициент трения сыпучего материала; $k=\mathrm{tg}^2(45°-\varphi/2)$ — отношение горизонтального давления к вертикальному; φ — угол естественного откоса сыпучего материала; $r=A/u$ — гидравлический радиус; A, u — соответственно площадь и периметр поперечного сечения силоса; $z=1-e^{-kf_{тр}y/r}$ — коэффициент, который определяется по [5, табл. 23.3]; y — расстояние от верха сыпучего материала до рассматриваемого сечения.

При расчете стенок воронки по формуле (24.3) вместо $P^н$ подставляются значения нормативного давления сыпучего материала, направленного перпендикулярно наклонной поверхности воронки:

$$P_\alpha^н = \left(\cos^2\alpha + k\sin^2\alpha\right) q^н, \tag{24.6}$$

где $q^н$ берется по формуле (24.4).

Прочность обшивки проверяется по формуле

$$\sigma = N/t \pm M_{max}/W = N/t \pm 6M_{max}/t^2 \leqslant \gamma R, \tag{24.7}$$

где $W=t^2/6$ — момент сопротивления полосок в обшивке шириной 1 см; $\gamma=0{,}8$.

Для участков в верхней части бункера необходимо учитывать напряжения в обшивке, развивающиеся от усилия $N_{вy}$,

$$\sigma = N/t + N_{вy}/t \pm 6M_{max}/t^2 \leqslant \gamma R, \tag{24.8}$$

где $N_{вy}=N_2\gamma V_y/2(a_y+b_y)$; a_y, b_y — размеры в плане бункерной воронки на уровне y, м;

$$V_y = (h_y/3)\,[a_y b_y + (a_y + a_0)(b_y + b_0) + a_0 b_0] + h_1 ab;$$

h_1, a, b — высота и размеры в плане призматической части бункера; h_y — высота воронки с материалом.

Максимальные значения прогиба пластинки определяют по формуле

$$f = \frac{4n_2 P^н l^2}{\pi^3 (N + N_E)} \leqslant [f] = \frac{1}{50}\, l.$$

Горизонтальные ребра жесткости пирамидальной части бункера выполняют из уголков, приваренных пером к обшивке с наружной стороны. Полка уголка может располагаться горизонтально, однако предпочтительнее располагать ее перпендикулярно поверхности обшивки,

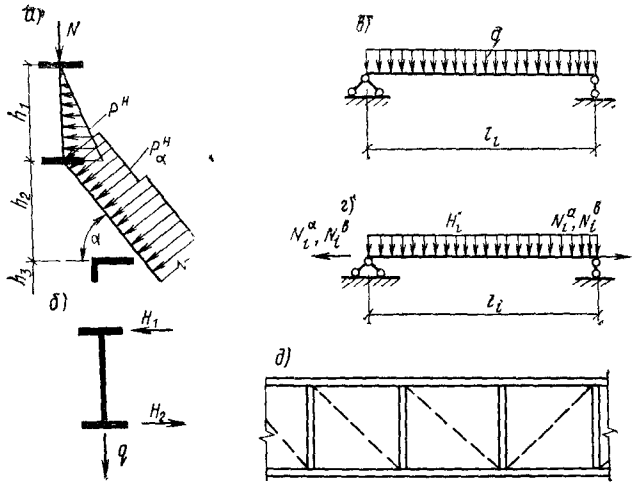


Рис. 24.3. Расчетная схема бункерной балки

а — действующие нагрузки; *б* — приложение вертикальных и горизонтальных нагрузок; *в* — расчетная схема балки при работе на вертикальные нагрузки; *г* — расчетная схема поясов балки при работе на горизонтальные нагрузки; *д* — вариант расчетной схемы вертикальной стенки балки

так как в этом случае упрощается технология сварки и уменьшается крутящий ребро момент.

Ребра рассчитывают на поперечный изгиб и продольную силу. Прочность ребра как для сжато-изогнутого стержня проверяют по формуле

$$\sigma = N/A_p + M/W_p \leqslant \gamma R, \qquad (24.9)$$

где $M = q_p l_p^2/8$, $q_p = n_2 P^н_\alpha (h_i + h_{i+1})/2 \sin\alpha$; $\gamma = 1$; $N = q_p b_y/2$; A_p, W_p — соответственно площадь и момент сопротивления ребра с прилегающей к нему частью обшивки шириной, равной $30t$

Прогиб проверяется по формуле прогиба балки с защемленными концами

$$f = \frac{1}{384}\frac{q^н_p l^4_p}{EI_p} \leqslant [f] = \frac{1}{250} l_p.$$

Бункерные балки рассчитывают как однопролетные шарнирно опертые на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок от конструкций, давления сыпучих материалов и временных нагрузок на перекрытие (рис. 24.3). Принимается, что на вертикальные и горизонтальные нагрузки в основном работают только пояса балки. Стенка балки в заполненном бункере работает на распор от засыпки как пластинка, опертая на пояса балки, а также на горизонтальные и вертикальные ребра жесткости.

§ 3. ГИБКИЕ БУНКЕРА

1. Конструктивные особенности

Гибкий или висячий бункер представляет собой открытую (незамкнутую) цилиндрическую оболочку нулевой гауссовой кривизны, подвешенную к двум продольным несущим балкам, опирающимся на колонны (рис. 24.4). По торцам бункеров устраивают жесткие вертикальные стенки-диафрагмы.

Благодаря отсутствию ребер жесткости и работе стенок в основном на растяжение гибкие бункера являются наиболее экономичными по расходу стали сооружениями для хранения сыпучих материалов.

Для определения формы гибкого бункера используют зависимости (см. рис. 24.4):

$$y = 2f\,[3\,(x/b)^2 - 2\,(x/b)^3]; \qquad (24.10)$$

$$y = 4f\,(x/b)^2. \qquad (24.11)$$

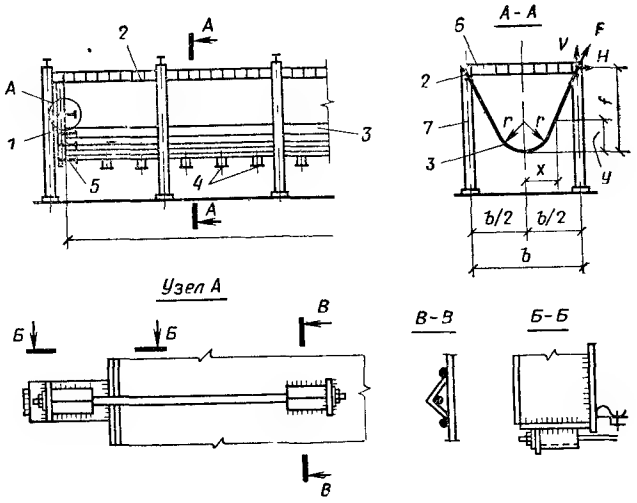
Площадь поперечного сечения бункера и его объем определяют по формулам:

$$A = (5/8)\,fb; \quad V = (5/8)\,fbL, \qquad (24.12)$$

где L — длина бункера (см. рис. 24.4).

Рис. 24.4. Гибкий (параболический) бункер

1 — торцовая стенка; *2* — продольная балка; *3* — оболочка; *4* — выпускное отверстие; *5* — тяжи; *6* — поперечная балка-распорка; *7* — колонна



Пролет гибкого бункера b определяют из выражения

$$b = \frac{2}{3}\sqrt{(R + R_ф)\frac{t_ф}{\gamma}} - \frac{3}{2}h_б, \qquad (24.13)$$

где R, $R_ф$ — соответственно расчетные сопротивления стали оболочки и футеровки, кН/см²; $t_ф$ — толщина листов футеровки, см; γ — удельный вес сыпучего материала, кН/см³; $h_б$ — высота бункерной балки, см.

Оптимальное отношение пролета бункера к высоте оболочки обычно принимается равным $b/f = 1{,}4$.

2. Основные положения расчета

При расчете стенок гибких бункеров принимается, что они работают как гибкие нити только на растяжение. Максимальные цепные усилия в стенке F (кН/м) возникают в месте ее подвеса к продольным бункерным балкам и определяются по формуле

$$F = \frac{1}{12}n_2\gamma b^2\sqrt{1 + 16\left(\frac{f}{b}\right)^2}\left(1 + \frac{3}{2}\frac{h_б}{l}\right). \qquad (24.14)$$

При $b/f = 1{,}4$ получаем $F = (n_2\gamma b^2/4)[1 + 3/2(h_б/f)]$, а минимальное расчетное цепное усилие в нижней точке днища равно:

$$F_0 = F/D, \qquad (24.15)$$

где $D = 1 + \varphi/50$; φ — угол естественного откоса сыпучего материала, град.

Подбор сечения гибкой стенки при заданных параметрах бункера и характеристиках сыпучего материала может быть произведен с учетом расчета стенки по плоской схеме (как растянутой нити) в любом сечении i—i по формуле.

$$t_i = F_i/\gamma R, \qquad (24.16)$$

где $F_i = F - 4(F - F_0)(S/L)$, кН/см; $\gamma = 1$, S — расстояние от точки подвеса гибкого бункера до рассматриваемого сечения i—i, м; $L = b\left[\frac{2f}{b} + \frac{b}{16f}\left(1 + 4\sqrt{\frac{f}{b}}\right)\right]$ — длина криволинейного контура оболочки бункера, м (при $b/f = 1{,}4$ $L = 1{,}8b$).

Минимальная толщина стенки висячей оболочки бункера принимается равной $t = 4$ мм, а для днища, к которому подвешиваются разгрузочные механизмы и площадки для обслуживания, — не менее 6 мм.

Бункерные балки проектируют высотой до 3—4 м. Стенка такой балки оказывается тонкой, поэтому на опоре проверяется на срез и устойчивость от действия только касательных напряжений:

$$\frac{3}{4}\frac{FB}{h_б t_{ст}} \leqslant \gamma R_{ср}; \qquad \frac{FB}{2h_б t_{ст}} \leqslant \gamma\tau_{кр}, \qquad (24.17)$$

где $\gamma=0{,}8$; $\tau_{кр}$ — критические напряжения, определяемые по формуле (76) СНиП II-23-81; $R_{ср}$ — расчетное сопротивление стали сдвигу.

Для восприятия нагрузок от распора оболочки H и укрепления гибкой стенки устанавливают вертикальные ребра жесткости из одиночных уголков, приваренных пером к наружной поверхности стенки.

В зоне подвеса оболочки стенку бункерной балки дополнительно укрепляют продольным ребром жесткости.

При расчете на прочность сечений ребер жесткости учитывают работу на изгиб составного сечения, состоящего из ребра и примыкающей к нему части стенки шириной, равной $30\,t_{ст}$.

Раздел пятый. ВЫСОТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Глава 25. ОСОБЕННОСТИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ДЕЙСТВУЮЩИХ НА НИХ НАГРУЗОК

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Высотными принято называть сооружения, высота которых намного превышает их размеры в поперечном сечении. К высотным сооружениям относятся опоры антенных сооружений связи (радио и телевидения), опоры воздушных линий электропередачи и открытых распределительных устройств, вытяжные башни, вентиляционные и дымовые трубы, осветительные и метеорологические вышки, маяки, водонапорные башни и т. п. По конструктивной схеме все высотные сооружения могут быть разделены на два основных вида — башни и мачты.

Башней называют высотное сооружение, жестко закрепленное в основании, что достигается анкеровкой ствола к специальному фундаменту (рис. 25.1, *а*).

Мачтой принято называть высотное сооружение, устойчивость положения которого обеспечивается системой оттяжек (рис. 25.1, *б*).

В практике находят также применение комбинированные системы, представляющие собой конструкцию, закрепленую в основании в одном или в двух направлениях и раскрепленную оттяжками.

Высотные сооружения работают преимущественно на восприятие горизонтальных нагрузок, основной из которых является ветровая нагрузка, действующая на сооружение и оборудование, установленное на нем. Горизонтальные воздействия создаются также силами тяжения подвесных антенн и проводов. Вертикальная нагрузка оказывает существенное влияние в сооружениях мачтового типа при наличии больших по величине вертикальных составляющих тяжения оттяжек, а также в башенных сооружениях, несущих большую полезную нагрузку, например в водонапорных башнях.

Башни в большинстве случаев проектируют решетчатыми, в виде пространственных ферм трех -или четырехгранного, реже многогранного, очертания. С увеличением числа граней расход металла возрастает.

В целях обеспечения устойчивости и более равномерного распределения усилий в поясах башни проектируют уширенными книзу в соответствии с возрастанием изгибающих моментов от вершины к основанию. Устройство переломов в поясах усложняет конструкцию, поэтому чаще применяют башни пирамидальной формы. Ширина башни у основания назначается в достаточно широких пределах — от $^1/_{12}$ до $^1/_6$ высоты исходя из необходимости обеспечения требуемой жесткости и экономических соображений.

С увеличением ширины снижают усилия в поясах от моментов, что уменьшает расход металла на пояса и фундаменты, но приводит к дополнительному расходу материала на решетку и диафрагмы. Ширину верхней части башни рекомендуется делать возможно меньшей, так как это способствует снижению нагрузки от ветра, а следовательно, уменьшению расчетных усилий по всей высоте башни.

В верхней части башни целесообразно применять треугольную и раскосную системы решетки; при большой ширине грани — ромбическую или полураскосную, со шпренгельным заполнением, необходимым для обеспечения требуемой по гибкости расчетной длины пояса. Существенную экономию стали можно получить при применении крестовой решетки с гибкими предварительно напряженными раскосами.

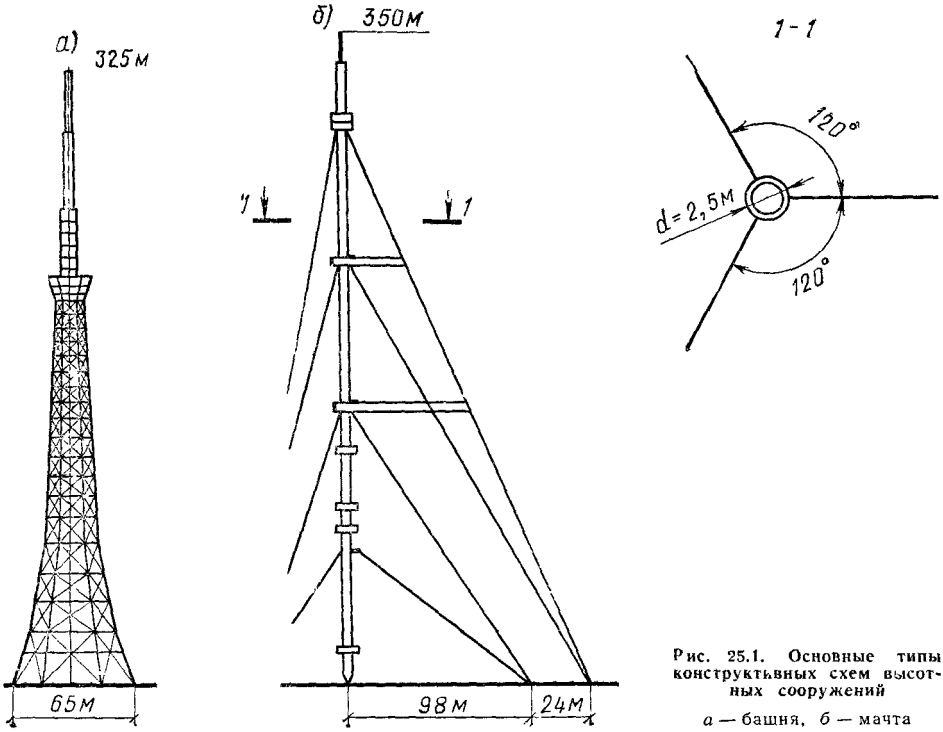


Рис. 25.1. Основные типы конструктивных схем высотных сооружений

а — башня, *б* — мачта

В отдельных случаях башни с решетчатой несущей конструкцией имеют обшивку декоративного назначения, например монумент Покорителям космоса в Москве (рис. 25.2), где стальной каркас облицован титановыми листами.

Если по архитектурным или каким-либо другим соображениям ширину ствола башни желательно иметь небольшой, то его делают сплошностенчатым. Примером могут служить осветительные вышки, установленные для освещения Большой спортивной арены Центрального стадиона имени В. И. Ленина в Москве (рис. 25.3).

Мачта состоит из ствола, опирающегося на центральный фундамент, и оттяжек, закрепленных в анкерных фундаментах. Число ярусов крепления оттяжек к стволу и расстояния между ними принимаются в зависимости от высоты и назначения сооружения.

Ствол мачты обычно проектируется решетчатым в виде трех- или четырехгранной призмы с размерами поперечного сечения в пределах габаритов железнодорожного транспорта. Наряду с наиболее распространенной крестовой решеткой при небольшой ширине грани ствола широко применяют треугольную и раскосную системы решеток. В некоторых случаях ствол мачты делают сплошностенным — цилиндрической формы (в виде трубы).

По расходу металла лучшей является мачта со стволом трехгранного очертания и тремя оттяжками в ярусе. Однако регулировка такой системы в каждом ярусе значительно сложнее, чем при четырех оттяжках, расположенных в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Поэтому мачты со стволом четырехгранного очертания применяются наравне с трехгранными, особенно при поясах из уголков.

По расходу металла и стоимости мачты выгоднее башен. При высоте порядка 150 м стоимость мачт на 20—30 % ниже, чем башен. Этот разрыв возрастает с увеличением высоты сооружения. Однако сооружениям мачтового типа присущи и определенные недостатки. К ним в первую очередь относится необходимость постоянного контроля за натяжением оттяжек. Кроме того, из-за наличия оттяжек требуется значительно бóльшая площадь застройки, чем для башен, поэтому мачты на

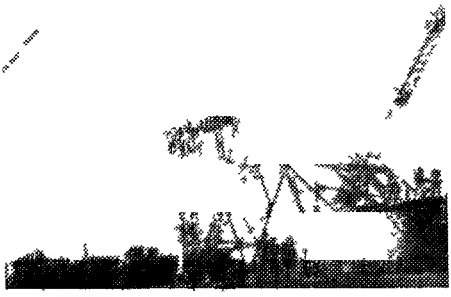


Рис 25 2 Монумент Покорителям космоса в процессе монтажа

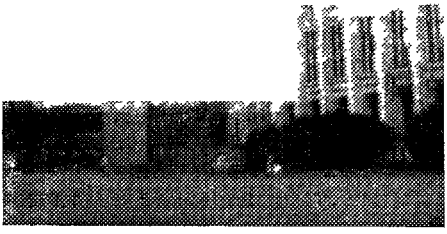


Рис 25 3 Осветительная вышка Большой спортивной арены Центрального стадиона имени В И Ленина в Москве

территории городов и в непосредственной близости от них строят крайне редко Не строят мачты также вблизи аэродромов, поскольку оттяжки представляют опасность для самолетов.

Из высотных сооружений различного назначения, возводимых в металле, наиболее массовыми являются опоры антенных сооружений объектов связи, на строительство которых в нашей стране ежегодно расходуется более 200 тыс т стали [6], а также опоры воздушных линий электропередачи, число которых определяется масштабами строительства высоковольтных линий — более 25 тыс км в год *.

В ближайшие годы намечается значительное увеличение объема строительства различного рода очистных сооружений, и в том числе специальных вытяжных башен

Вытяжные башни представляют собой высотные сооружения, с помощью которых отходы производства с остаточным после очистки содержанием вредных веществ выбрасываются на значительной высоте от поверхности земли К несущему каркасу вытяжной башни прикреплены один или несколько газоотводящих стволов (рис 25 4), выполняемых из материалов, свойства которых опреде-

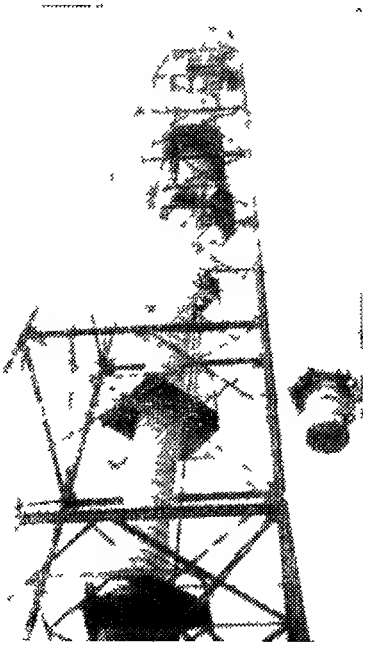


Рис 25 4 Вытяжная башня ТЭЦ в процессе монтажа

* Крюков К П, Новгородцев Б П Конструкции и механический расчет линий электропередачи — Л Энергия, 1979 - 310 с

ляются в основном высокой коррозионной стойкостью в условиях воздействия агрессивных сред и высоких температур. Такими материалами могут быть нержавеющие и жаростойкие стали, титановые сплавы, синтетические материалы и т. п. Высота строящихся в настоящее время вытяжных башен достигает 250—300 м.

§ 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Состав действующих на высотные сооружения нагрузок и их расчетные сочетания имеют свои характерные особенности. Это в первую очередь относится к ветровой нагрузке.

Данные о массе и размещении технологического оборудования на сооружении задаются технологом. Собственный вес строительных конструкций предварительно принимается на основе данных по другим аналогичным проектам.

Доминирующей для высотных сооружений является ветровая нагрузка, к определению которой следует подходить особенно тщательно. Величина ветрового воздействия на сооружение зависит не только от скоростного напора, но и от формы и габаритов самого сооружения и его отдельных элементов.

Ветровая нагрузка определяется как сумма ее статической и динамической составляющих.

Расчетное значение статической составляющей ветровой нагрузки на i-й участок конструкции или элемента определяется по формуле

$$W_i = nq_0 k\Sigma c_{xi} f_i, \qquad (25.1)$$

где q_0 — скоростной напор на высоте 10 м над поверхностью земли, для заданного ветрового района; k — коэффициент, учитывающий увеличение скоростного напора по высоте над уровнем земли; n — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,3; c_{xi} — аэродинамический коэффициент для i-го участка, принимаемый для отдельных элементов конструкций как коэффициент лобового сопротивления; f_i — площадь проекции i-го участка на плоскость, нормальную к действию ветра.

Аэродинамический коэффициент (коэффициент лобового сопротивления) c_x определяется по указаниям табл. 8 СНиП II-6-74. Этот коэффициент характеризует аэродинамические явления, возникающие при обтекании сооружения ветровыми потоками (завихрения, отсос и т. п.). Значение коэффициента c_x зависит от формы, а иногда и размеров обдуваемых элементов сооружения. Так, если для стержней, имеющих в сечении форму уголка, швеллера, двутавра и подобных профилей, нормами установлено осредненное значение коэффициента $c_x=1{,}4$, то для цилиндрических элементов значение коэффициента c_x изменяется от 1,2 до 0,45 в зависимости от числа Рейнольдса $\mathrm{Re}=vd/\nu$ [v — скорость ветра, м/с; d — диаметр элемента, м; ν — кинематическая вязкость воздуха (при $t=15\,°\mathrm{C}$ и атмосферном давлении 0,1013 МПа $\nu=145\times10^{-7}$ м^2/с)].

Из рассмотрения графика зависимости $c_x=f(\mathrm{Re})$ (рис. 25.5) можно видеть, что использование круглых труб взамен прокатных профилей других форм приводит к снижению коэффициента c_x в 2 раза и более. Используя зависимость между скоростью ветра v, м/с, и скоростным напором q, кН/м^2 (с учетом коэффициентов k и n), $nkq=v^2/1600$, можно подобрать трубы такого диаметра, при котором для данной скорости ветра аэродинамический коэффициент имеет наименьшее значение, и таким образом существенно уменьшить ветровую нагрузку на сооружение.

В литературе[1] имеются графики, облегчающие процесс подбора оптимальных по коэффициенту c_x диаметров труб при заданном скоростном напоре ветра.

---

[1] **Солодарь М. Б., Кузнецова М. В., Плишкин Ю. С.** Металлические конструкции вытяжных башен. — Л.: Стройиздат, 1975. — 182 с.

Коэффициент лобового сопротивления $c_ф$ для плоской решетчатой фермы определяется по формуле

$$c_ф = \Sigma c_{xi} f_i / S, \qquad (25.2)$$

где f_i — площадь проекции элемента фермы на ее плоскость; S — площадь фермы, вычисленная по ее наружному габариту;

для пространственной решетчатой конструкции (башня, ствол мачты)

$$c_{пр} = c_ф (1 + \eta), \qquad (25.3)$$

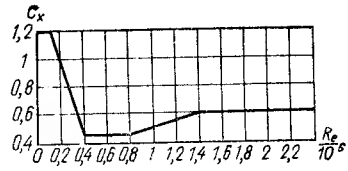


Рис. 25.5. График зависимости аэродинамического коэффициента для стержней цилиндрической формы от числа Рейнольдса $c_x = f(Re)$

где коэффициент η отражает характер взаимного расположения стержней в пространстве (СНиП II-6-74).

Динамическая составляющая ветровой нагрузки определяется в соответствии с п. 6.11 СНиП II-6-74 отдельно для каждой формы колебания сооружения, в виде системы инерционных сил, приложенных к середине каждого из участков, на которые условно разбивается сооружение. Динамическая составляющая, вызываемая пульсациями скоростного напора, должна учитываться при расчете высотных сооружений с периодом собственных колебаний более 0,25 с. При предварительном расчете динамическое воздействие ветровой нагрузки можно учесть путем умножения статической составляющей, определенной по формуле (25.1), на коэффициент β, принимаемый равным 1,4 для башен и 1,6 — для мачт.

Гололедные нагрузки оказываются существенными при проектировании опор воздушных линий электропередачи, антенно-мачтовых устройств и подобных сооружений и определяются по СНиП II-6-74.

Температурные воздействия необходимо учитывать в тех случаях, когда они оказывают влияние на напряженное состояние отдельных элементов: например, при изменении температуры воздуха изменяются усилия в оттяжках и стволе мачты или при одностороннем нагреве солнечными лучами сплошных трубчатых стволов в них возникают изгибные напряжения.

Для высотных сооружений обычно решающее значение имеют следующие основные сочетания нагрузок: вес конструкций и оборудования; тяжение оттяжек, антенн и проводов; ураганный ветер или: вес конструкций и оборудования; тяжение оттяжек, антенн и проводов; ветер интенсивностью 25 % ураганного; гололедная нагрузка. На особые сочетания проверяют опоры антенных сооружений и воздушных линий электропередачи при строительстве в сейсмических районах, а также при одностороннем обрыве проводов, грозозащитных тросов и подвесных антенн. Подробные указания о расчетных сочетаниях нагрузок приводятся в справочной литературе [5].

При проектировании высотных сооружений приходится решать вопросы обеспечения их устойчивости в деформированном состоянии, колебаний стволов, вибрации вант, проводов, тросов, антенн, отдельных стержней конструкций и др.[1]

Конструкции высотных сооружений, проверяемые на резонанс от действия ветра, следует проверять расчетом на выносливость по формуле (115) СНиП II-23-81.

Глава 26. ОПОРЫ АНТЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ СВЯЗИ

Опоры антенных сооружений связи служат для установки или подвески антенн и радио- и телевизионного оборудования, весьма различных по форме, размерам и массе. При выборе основного типа опоры

[1] **Савицкий Г. А.** Расчет антенных сооружений — М.: Связь, 1978. — 170 с; **Лилеев А. Ф., Селезнева Е. Н.** Методы расчета пространственных систем. — М.: Стройиздат. 1964. — 238 с.

(башня или мачта) учитываются назначение сооружения, место и условия строительства, другие факторы. В главе СНиП «Стальные конструкции» имеются дополнительные требования к проектированию конструкций антенных сооружений связи.

§ 1. БАШНИ

1. Общая характеристика

Первая в нашей стране радиобашня высотой 160 м, построенная в Москве в 1921 г. по проекту В. Г. Шухова, запроектирована в виде пяти сопряженных гиперболоидов вращения. Все ее элементы выполнены из швеллеров (других, более подходящих для этой цели профилей в то время не оказалось).

Началом массового строительства радиобашен можно считать 30-е годы. Для изготовления конструкций тогда применялись уголки. Позднее на основе результатов широко поставленных научных исследований была доказана целесообразность использования для высотных сооружений труб.

Первая башня из труб высотой 205 м была сооружена уже в 1942 г. Она имела форму усеченной трехгранной пирамиды с размером граней у основания 15,5 м. Применение для поясов и стоек труб оптимальных диаметров, соответствующих наименьшему лобовому давлению ветра, и крестовой решетки с раскосами из круглых предварительно напряженных стержней позволило снизить расход стали по сравнению с ее расходом на четырехгранную башню из уголков более чем в 2 раза.

Несмотря на экономичность трехгранных башен по расходу стали, чаще опоры антенных сооружений связи строят четырехгранными, так как такая форма обеспечивает удобство изготовления конструкций, особенно при применении уголков.

Потребность в массовом строительстве антенных сооружений связи привела к необходимости разработки типовых конструкций башен различной высоты для разных ветровых районов. Начиная с 1954 г. началось строительство во многих городах СССР телевизионных башен. На рис. 26.1 показаны схемы типовых четырехгранных башен однопрограммных телецентров, в которых башни меньшей высоты получаются из более высоких путем отсечения нижней части. Пояса и распорки этих башен выполнены из труб, раскосы, снабженные фаркопфами для предварительного напряжения, — из круглой стали.

Одновременно с разработкой и строительством типовых башен проводилось вариантное проектирование телебашен большой высоты для столиц союзных республик и отдельных крупных городов. Конструктивные решения прорабатывались с учетом не только технологических, но и архитектурных соображений. Из числа осуществленных решений следует отметить следующие.

Телевизионная башня в Ленинграде (см. рис. 25.1, *а*) высотой 325 м, законченная строительством в 1966 г., имеет форму 6-гранной пирамиды. Все элементы из труб диаметром 133—426 мм. Впервые в таком сооружении монтажные стыки были выполнены на сварке. Масса башни 1043 т.

Самая высокая (392 м) металлическая телевизионная башня в Европе построена в Киеве в 1973 г. (рис. 26.2). Ствол башни 8-гранного очертания, вписанного в окружность диаметром 20 м, опирается на четыре пространственные опоры. В конструкции башни применены трубы из высокопрочной стали с пределом текучести 600 МПа для наиболее нагруженных элементов. Все соединения, в том числе и монтажные, сварные. Монтаж производился методом подращивания снизу, что поз-

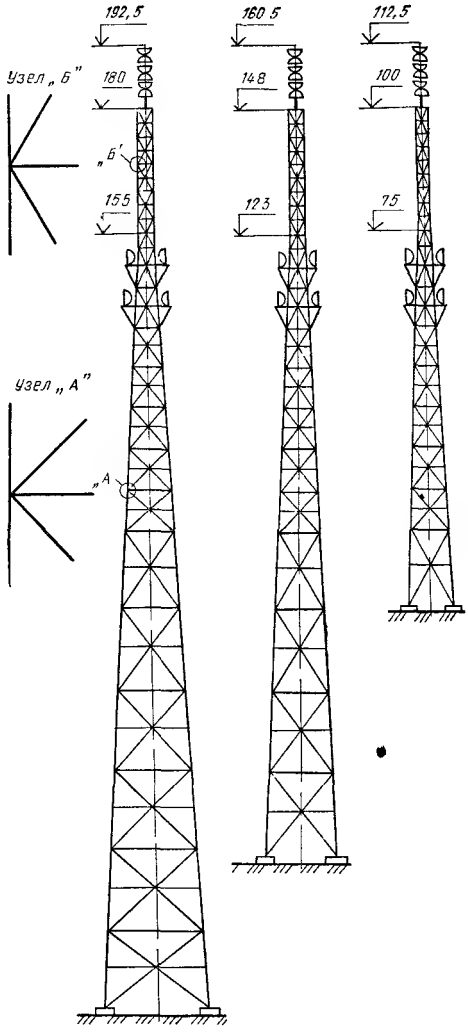


Рис. 26 1. Схемы типовых четырехгранных телевизионных башен

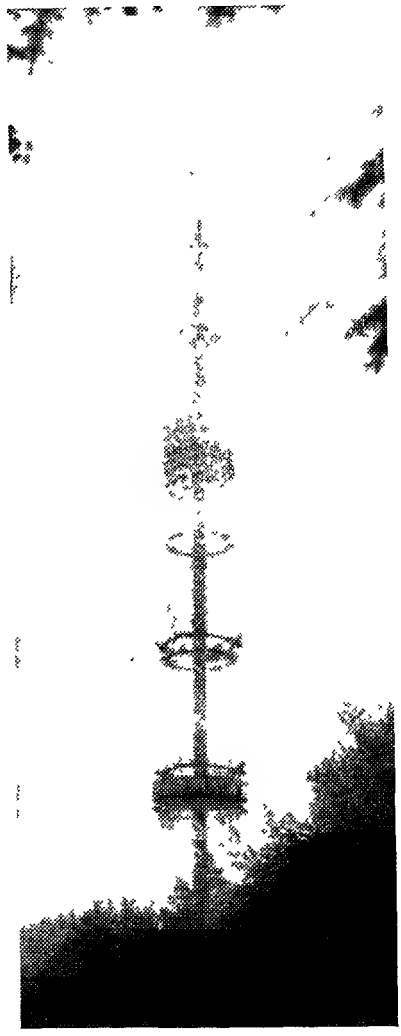


Рис. 26.2. Телевизионная башня высотой 392 м в Киеве

волило выполнять сварку и контроль качества швов внизу, на постоянных рабочих местах. Масса башни 2600 т.

Цельносварная телевизионная башня высотой 275 м построена в Тбилиси в 1975 г. Вертикальный, цилиндрической формы ствол диаметром 4 м поддерживается до отметки 151 м двумя подкосами (рис. 26.3). Башня рассчитана на сейсмические воздействия 8 баллов. Расход стали 1273 т

Интересное решение имеет телевизионная башня высотой 312 м в Ереване (1978 г.) (рис 26 4) Нижняя ее часть, до отметки 130 м, решена в виде решетчатой трехгранной пирамиды с поясами из трех труб, связанных по граням решеткой Средняя по высоте часть (до отметки 173 м) представляет собой решетчатую шестигранную пирамиду из труб. Верхняя часть решена в виде сплошной трубы переменного сечения По вертикальной оси расположен цилиндрический ствол диаметром 4 м (рис. 26 5). Расход стали 1705 т.

Ствол телебашни высотой 360 м (рис. 26.5), сооруженной в 1982 г. в Алма-Ате, состоит из участков цилиндрической формы диаметрами от 18,5 до 9 м. Конструкция ствола решена в виде решетчатых призм, выполненных из сварных двутавров. Материал—сталь с пределом текучести 440 МПа. Для уменьшения аэродинамического коэффициента

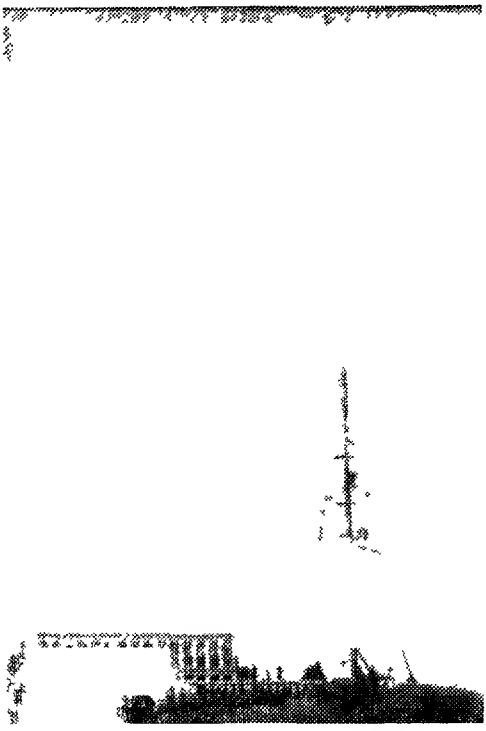


Рис 26 3. Телевизионная башня высотой 275 м в Тбилиси

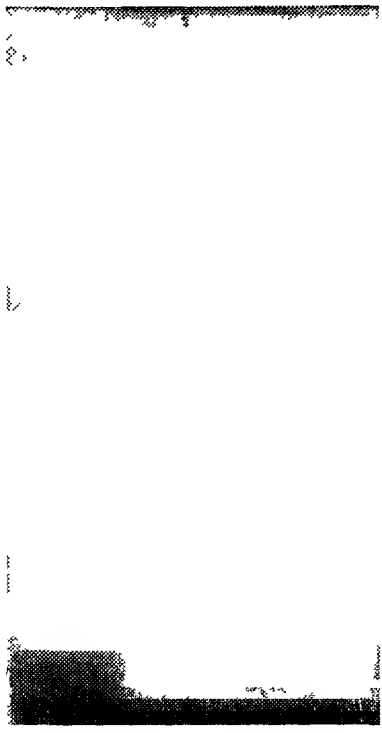


Рис 26.4. Телевизионная башня высотой 312 м в Ереване

решетчатые грани ствола облицованы алюминием. Расход стали 3700 т.

Весьма оригинальна конструкция телевизионной башни высотой 350 м в Ташкенте, введенной в строй в 1983 г (рис 26 6) Она имеет центральный решетчатый ствол из труб, поддерживаемыи тремя сплошностенчатыми подкосами Расход стали 2900 т

2. Основы конструирования и расчета башен

Из рассмотренных выше примеров следует, насколько разнообразны могут быть конструктивные решения опор антенных сооружений башенного типа

В массовом строительстве наиболее распространены решетчатые четырехгранные башни пирамидальной формы Трехгранные башни применяют, когда высота их и масса технологического оборудования невелики, многогранные, наоборот, — при большой нагрузке от оборудования и значительнои высоте сооружения

В башнях с поясами из труб наиболее рациональной является крестовая решетка с предварительно напряженными раскосами из круглой стали При поясах из уголков и других прокатных профилей широко используются треугольная и ромбическая решетки со шпренгельным заполнением, необходимым для уменьшения расчетной длины

В конечном итоге при выборе конструктивной схемы башни, формы и размеров профилей ее элементов важно стремиться к снижению аэродинамического сопротивления всего сооружения в целом Рекомендации по выбору рациональных параметров решетчатых башен можно найти в [5, разд V]

Усилия в башне определяются как в пространственнои статически определимой системе Внутренне статически неопределимыми являются системы с крестовой решеткой, при расчете которых необходимо учиты-

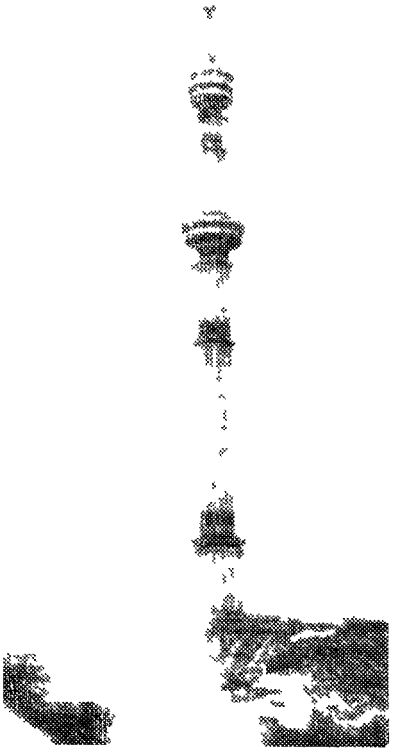


Рис 26 5 Телевизионная башня высотой 360 м в Алма Ате

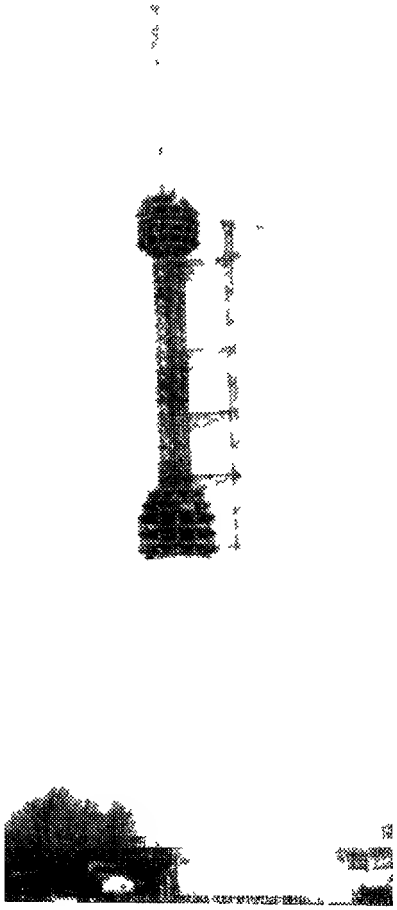


Рис 26 6 Телевизионная башня высотой 350 м в Ташкенте

вать силы предварительного натяжения раскосов Для упрощения расчета башня расчленяется на участки по 10—20 м В основании каждого участка определяют усилия M, Q и $M_{кр}$ как в консольной балке — от действия каждой из нагрузок

Продольная сила сжатия $N_{сж}$ в любом из поясов башни, имеющей в сечении форму правильного n-угольника (рис 26 7), определяется по формуле

$$N_{сж} = -\frac{2\Sigma M_i \cos\varphi_i}{n r_i \cos\alpha_i} - \frac{\Sigma P_i}{n \cos\alpha_i}, \qquad (26\ 1)$$

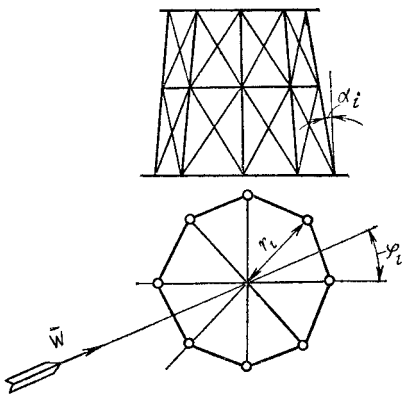


Рис 26 7 К определению усилий в поясах многогранной башни

где ΣM_i — суммарный изгибающий момент в i м сечении башни ΣP_i — суммарная нагрузка от вышележащей части ствола башни и оборудования Прочие обозначения даны на рис 26 8

При определении момента от ветровой нагрузки расчетным случаем для башен с четным числом граней является направление ветра на ребро, противолежащее наиболее сжатому поясу, для башен с нечетным

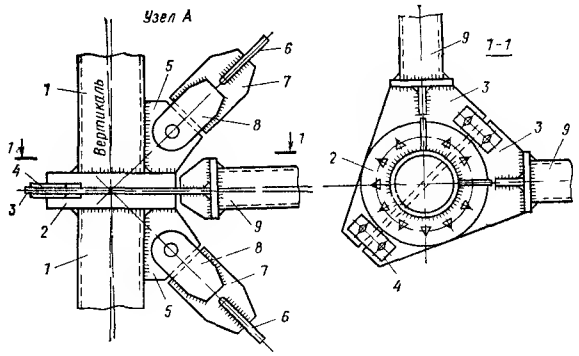


Рис. 26.8 Монтажные узлы типовых решетчатых башен

числом граней — в направлении на грань, противолежащую поясу, в котором определяется усилие сжатия.

В башнях с предварительным натяжением раскосов следует учитывать дополнительные сжимающие усилия, возникающие при этом в поясах.

Для определения наибольшего растягивающего усилия изгибающий момент следует определять при направлении ветра на пояс, в котором определяется усилие, первый член формулы (26.1) принять со знаком «плюс», а значение второго члена вычислить с коэффициентом недогрузки.

Поперечная сила, действующая в плоскости любой грани башни, определяется по формуле

$$Q_{гр} = (2Q_t/n)\sin(\varphi - \pi/n). \qquad (26.2)$$

Наибольшего значения поперечная сила в грани достигает при совпадении направления действия ветра с плоскостью грани. Для 3-, 4-, 6- и 8-гранной башен $Q_{гр}$ будет соответственно равна $^2/_3$, $^1/_2$, $^1/_3$, $^1/_4$.

При наличии крутящего момента $M_{кр}$ в каждой грани возникает дополнительная поперечная сила

$$Q_{гр.кр} = M_{кр}/nr\cos(\pi/n). \qquad (26.3)$$

Усилия в элементах решетки ствола башни определяются по сумме поперечных сил $Q_{гр}+Q_{гр.кр}$, действующих в грани, как в плоской консольной форме. При этом предполагается, что вертикальная нагрузка вызывает только сжатие поясов, не вовлекая в работу решетку. Это допущение, справедливое для призматической башни, приемлемо и для пирамидальной, если тангенс угла наклона пояса к вертикали не превышает $^1/_8$.

При расчете башен по второму предельному состоянию прогибы в первом приближении могут быть определены как в консольной балке, момент инерции которой вычисляется с учетом деформативности решетки.

Немаловажное значение имеет конструктивное решение узлов, особенно монтажных, поскольку из-за большой ширины ствола башни элементы ее поступают на строительную площадку в основном россыпью.

В типовых конструкциях башен наиболее широко используют соединения фланцевого типа — на болтах. На рис. 26.8 показаны решения узловых соединений, примененные в типовых телевизионных башнях (см. рис. 26.1). В узлах пирамидальной части башни (узел *А*) концевые фасонки *3* распорок *9* при монтаже конструкций зажимаются между

фланцами *2*, заранее приваренными к трубчатым элементам пояса *1*. Раскосы *6* из круглой стали поступают с завода с приваренными по концам фасонками *7*, к которым в свою очередь приварены парные проушины *8*, имеющие отверстия под болт большого диаметра. Этим болтом раскос крепится к фасонке *5*, приваренной к поясу *1* и фланцу *2*. При монтаже концевые фасонки *3* соединяются между собой на болтах планками *4*.

Две из четырех граней верхней, призматической части башни, имеющей ширину грани в пределах габаритов железнодорожного транспорта, поставляются с завода в виде плоских ферм. Элементы решетки, расположенной в двух других плоскостях, крепятся при монтаже на болтах, как показано на рис. 26.8 (узел *Б*).

Монтаж башен обычно ведут методом наращивания с помощью ползучего или самоподъемного крана[1]. Весьма перспективным следует считать способ подращивания, который с успехом был использован при строительстве телевизионной башни в Киеве. В ряде случаев можно перевести собранную на земле конструкцию в проектное положение способом «падающей стрелы» (см. рис. 25.2).

Выполнение монтажных соединений на земле позволяет лучше организовать контроль качества сварных швов, а также сократить сроки монтажа благодаря уменьшению объема верхолазных работ.

§ 2. МАЧТЫ

1. Общая характеристика

Мачты как сооружения менее металлоемкие и более дешевые по сравнению с башнями широко применяются в качестве опор антенных сооружений связи, особенно при высоте опор более 150 м.

Мачта состоит из ствола, опирающегося на центральный фундамент, и оттяжек, закрепленных в анкерных фундаментах и удерживающих ствол в вертикальном положении. В зависимости от радиотехнических требований ствол и оттяжки делают не изолированными или изолированными от земли. Во втором случае балансирную плиту опоры ствола устанавливают на мощные фарфоровые изоляторы, а оттяжки оборудуют стяжными устройствами с изоляторами.

Ствол мачты делают преимущественно решетчатым, призматической формы, 3- или 4-гранного очертания. Такая конструктивная форма удобна как для изготовления, так и для монтажа способом наращивания сверху самоподъемным краном.

В отдельных случаях радиотехнические требования полнее удовлетворяются при сплошностенчатом стволе трубчатого сечения.

Ширина грани (или диаметр) ствола принимается исходя из условий удобства размещения и обслуживания технологического оборудования, с учетом транспортабельности отдельных элементов.

Для того чтобы придать стволу необходимую жесткость, расстояния между соседними ярусами крепления оттяжек принимают не более $40b$ — при 4-гранной форме ствола и не более $30b$ — при 3-гранной (b — ширина грани). Места крепления оттяжек также увязывают с размещением оборудования.

Трехгранные мачты расчаливают в каждом ярусе тремя оттяжками, расположенными в плане под углом 120° одна к другой, а 4-гранные — в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Ствол мачты трубчатого сечения может быть расчален тремя, четырьмя оттяжками и более в каждом ярусе. Число оттяжек более четырех применяют редко, обычно в высоких мачтах, с целью снижения усилий в оттяжках или уменьшения деформаций ствола.

---

[1] **Броверман Г. Б.** Строительство мачтовых и башенных сооружений. — М.: Стройиздат, 1984 — 256 с.

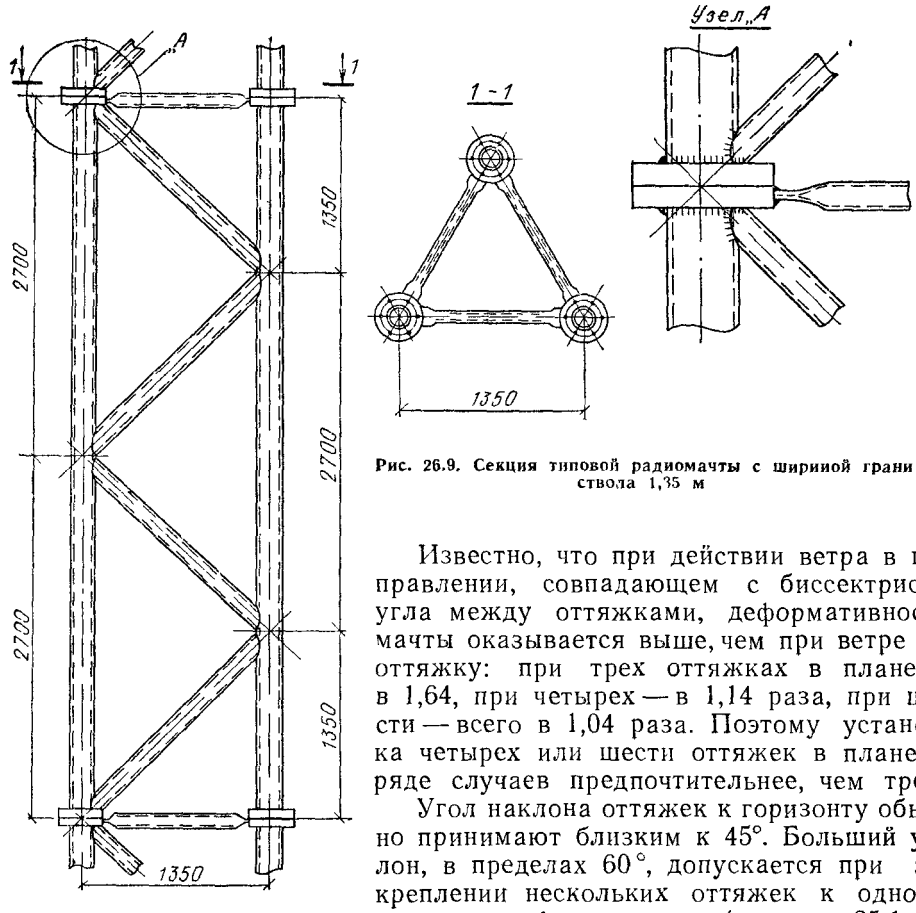


Рис. 26.9. Секция типовой радиомачты с шириной грани ствола 1,35 м

Известно, что при действии ветра в направлении, совпадающем с биссектрисой угла между оттяжками, деформативность мачты оказывается выше, чем при ветре на оттяжку: при трех оттяжках в плане — в 1,64, при четырех — в 1,14 раза, при шести — всего в 1,04 раза. Поэтому установка четырех или шести оттяжек в плане в ряде случаев предпочтительнее, чем трех.

Угол наклона оттяжек к горизонту обычно принимают близким к 45°. Больший уклон, в пределах 60°, допускается при закреплении нескольких оттяжек к одному анкерному фундаменту (см. рис. 25.1, *б*).

В высоких мачтах для уменьшения провеса оттяжек их подкрепляют реями (см. рис. 25.1, *б*). Для оттяжек используют стальные оцинкованные канаты, нераскручивающиеся одинарной свивки (при расчетных усилиях до 325 кН) или двойной крестовой свивки с металлическим сердечником. До установки канаты вытягивают усилием, равным 60 % разрывного, в течение не менее 0,5 ч или трехкратным натяжением до указанного усилия с отпуском натяжения до нуля. Это обеспечивает более равномерную работу всех проволок, из которых свит канат, повышает и стабилизирует его модуль упругости. После вытяжки модуль упругости стальных канатов одинарной свивки принимается равным $1{,}67 \cdot 10^5$ МПа, а для канатов двойной свивки с металлическим сердечником — $1{,}47 \cdot 10^5$ МПа.

Для удобства крепления к стволу и фундаменту оттяжки снабжают специальными анкерными устройствами, обеспечивающими надежное закрепление в них концов стальных канатов. Наиболее широкое применение получили анкеры стаканного типа [4], в полости которых загнутые концы проволок заливают легкоплавким цинковым сплавом ЦАМ 9—1,5Л (ГОСТ 21437—75 с изм.).

Массовое использование мачт в качестве опор антенных сооружений связи привело к необходимости создания типовых конструкций.

Институтом ЦНИИПроектстальконструкция разработаны типовые мачты с решетчатым стволом трехгранного очертания из круглых стержней — высотой от 45 до 120 м при ширине грани 0,8 м, из труб — высотой от 100 до 250 м при ширине грани 1,35 м (рис. 26.9) и высотой от 150 до 400 м при ширине грани 2,2 м. Разработаны также типовые мачты различной высоты со стволом четырехгранного очертания и со стволом сплошного трубчатого сечения диаметром 1,6 м.

Мачты со стволом из уголков имеют худшие по сравнению с мачтами из труб показатели по расходу стали. Применение уголков и других прокатных профилей, менее дефицитных и более дешевых, чем трубы, может оказаться целесообразным для мачт сравнительно небольшой высоты, имеющих большую наветренную площадь оборудования. Так, например, типовые мачты радиорелейных линий имеют четырехгранный ствол с поясами из уголков.

Примером мачты с трубчатым стволом может служить телевизионная опора высотой 350 м, построенная в 1960 г. в районе Винницы. Устойчивость ствола диаметром 2,5 м обеспечивается круто поставленными оттяжками, часть которых подкреплена реями (см. рис. 25.1, *б*).

Самой высокой в отечественной практике является мачта высотой 460 м. Ее решетчатый трехгранный ствол с шириной грани 3,6 м поддерживается оттяжками, закрепленными в шести уровнях. За рубежом имеются мачты, высота которых превышает 600 м.

2. Основы расчета мачт

Мачты проектируют на основе технологического задания, в котором указываются высота мачты, оборудование (масса, размеры, места установки), предельные перемещения и другие требования. Расчету предшествует разработка конструктивной схемы мачты с назначением формы и основных размеров ее элементов, необходимых для определения ветрового давления на мачту.

При расчете допускается расчленять мачту на ствол и оттяжки. Для определения усилий в оттяжках в первом приближении рассматривают мачту как систему однопролетных балок, шарнирно опирающихся в местах крепления вант и находящихся под воздействием ветра, действующего в направлении на одну из оттяжек. При этом усилие тяжения в наветренной оттяжке $N_т$, расположенной под углом α к вертикали, может быть определено по формуле

$$N_{тi} = kR_{0i}/\sin\alpha_i, \tag{26.4}$$

где R_{0i} — сумма реакций балок в i-м узле, k — коэффициент, учитывающий усилия начального тяжения вант, значение которого при трех или четырех оттяжках в узле принимается равным 1,2.

При назначении диаметра каната считают, что усилие тяжения не должно превышать половины величины разрывного усилия.

Размеры сечения ствола мачты определяют по моменту M и продольной силе N, вычисляемым приближенно:

$$M = 0,1ql^2; \tag{26.5}$$

$$N = 0,5\Sigma N_{тi}\cos\alpha_i + N_с + N_{об}, \tag{26.6}$$

где q — усредненное значение равномерно распределенного давления ветра на конструкцию и оборудование в рассматриваемом пролете ствола, $\Sigma N_{тi}\cos\alpha_i$ — сумма проекций усилий всех вышерасположенных оттяжек на вертикаль; $N_с$, $N_{об}$ — усилия от собственного веса ствола мачты и оборудования.

Расчетной схемой ствола мачты является упругий многопролетный стержень, опирающийся на нижнюю несмещаемую опору и поддерживаемый системой оттяжек, служащих упругоподатливыми опорами в точках их крепления к стволу. Степень упругости этих опор зависит от геометрических и физических характеристик вант, изгибной жесткости ствола, а также от действующих на сооружение нагрузок, в том числе от интенсивности начального (монтажного) натяжения оттяжек. Вертикальные нагрузки, действующие на мачту, могут быть приложены с эксцентриситетом по отношению к оси ствола (например, вес оборудования), а горизонтальная (ветровая) нагрузка может действовать под разными углами по отношению к направлению оттяжек в плане, при этом равнодействующая ее может и не пересекать ось ствола мачты. Эти факторы учитывают при окончательном расчете. Неизвестными в этой многократно статически неопределимой системе являются усилия

в оттяжках, смещения в горизонтальной плоскости точек крепления оттяжек к стволу и моменты в стволе в тех же точках.

В общем случае для определения неизвестных используются: $2n$ уравнений статики, устанавливающих равновесие узлов по координатам x и y; mn уравнений общности деформаций точек крепления оттяжек к стволу; $2n$ уравнений неразрывности упругой линии ствола (n — число ярусов; m — число оттяжек в каждом ярусе).

В случае, когда равнодействующая горизонтальных сил проходит в плоскости симметрии расположения оттяжек, число неизвестных существенно уменьшается и при жестко закрепленном к фундаменту стволе определяется выражением $mn/2+2n$, если число оттяжек четное, или $mn/2+5n/2$, если это число нечетное. При шарнирном креплении ствола к фундаменту число неизвестных на одно меньше, чем при жестком.

При расчете мачты пользуются разными способами [5, разд. V]. Наиболее общим, но и наиболее трудоемким является способ начальных натяжений вант, который позволяет рассматривать любое направление ветра на мачту. Этот способ заключается в том, что вначале задают тип, диаметры оттяжек, усилие их начального натяжения. Решая уравнения неразрывности деформаций и равновесия сил в узлах крепления оттяжек, определяют опорные моменты и смещения оттяжечных узлов. Изменяя площади сечения оттяжек A_{oi} и усилия начального натяжения в них N_{oi}, используя метод последовательных приближений, проводят оптимизацию, добиваясь в первую очередь выравнивания пролетных и опорных моментов.

Несколько менее трудоемким является способ заданных эпюр моментов, заключающийся в том, что для ствола мачты задаются эпюрой моментов и в соответствии с ней последовательно определяют прогибы и опорные реакции в узлах крепления вант, усилия в оттяжках при расчетных нагрузках и в монтажном состоянии.

Существуют и другие способы расчета, однако все они весьма трудоемки. Наличие программ, разработанных для расчета мачт на ЭВМ (например, программа SUD в институте ЦНИИПроектстальконструкция), позволяет проводить оптимизацию конструктивного решения в значительно более короткие сроки.

Оптимизация может проводиться путем варьирования таких параметров как площади сечения оттяжек и усилия их предварительного (монтажного) натяжения, расстояния между узлами крепления оттяжек, углы наклона оттяжек, а также форма и размеры элементов ствола, от которых зависит ветровое давление на отдельных участках.

Эпюра поперечных сил строится в соответствии с эпюрой моментов. Продольные силы определяются для каждого участка путем суммирования усилий от веса всех вышерасположенных конструкций и оборудования, а также вертикальных составляющих тяжения вант, крепящихся выше рассматриваемого сечения.

Проверка принятого диаметра каната проводится в форме сравнения максимального усилия в оттяжке с несущей способностью каната:

$$N_{max} = \sigma_{max} A_0 \leqslant N_р \gamma_0 \gamma_{вт}/\gamma_н, \qquad (26.7)$$

где A_0 — площадь сечения оттяжки; $N_р$ — разрывное усилие каната в целом, $\gamma_н$ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,6; γ_0 — коэффициент условий работы оттяжки, равный 0,8 (при числе оттяжек в ярусе не более пяти); $\gamma_{вт}$ — коэффициент закрепления каната во втулке, равный 0,95.

Напряжения, возникающие в оттяжках σ_{ki} при действии расчетных нагрузок на мачту, определяются путем решения системы уравнений неразрывности деформаций оттяжек при смещении оттяжечного узла и уравнения равновесия сил, действующих в узле крепления оттяжек.

По найденным усилиям M, N и Q проверяют прочность и устойчивость элементов ствола мачты, производят расчет соединений.

Общая потеря устойчивости наиболее вероятна при действии усилий от собственного веса, обледенения, понижения температуры и измене-

ния натяжения оттяжек в направлении, не совпадающем с плоскостью действия ветра. При трех оттяжках в плане более вероятна потеря устойчивости при ветре на оттяжку, когда натяжение в боковых оттяжках ослаблено.

Ветровую и гололедную нагрузки допускается принимать равномерно распределенными со значениями, соответствующими отметкам: для ствола мачты — середины каждого из участков, для оттяжек — двух третей высоты их подвеса. Сосредоточенные силы в пролете оттяжек от изоляторов, ветровой и гололедной нагрузок на них допускается принимать как равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную действительной по значению балочного момента.

При проверке устойчивости мачты в целом расчетное усилие в стволе должно быть в 1,3 раза меньше критической силы.

3. Основы конструирования и расчета элементов мачт

При проектировании ствол мачты разбивают на секции опорную, оттяжечные и промежуточные. Размер секций, полностью изготовляемых на заводе (отправочных марок), определяется в основном условиями транспортирования. Оттяжечные секции отличаются от промежуточных наличием деталей для крепления оттяжек. Опорная секция конструируется в зависимости от способа опирания мачты (шарнирное или жесткое закрепление). Секции соединяют, как правило, на болтах. Монтажную сварку применяют в мачтах со стволом сплошного сечения, а также в решетчатых мачтах с поясами из уголков. В соединениях фланцевого типа (рис. 26.10), которые особенно широко применяются в мачтах с поясами из труб, рекомендуется применять высокопрочные болты.

Число болтов n при принятом их диаметре определяют расчетом:

$$n \geqslant N_р / R_р^{вб} A_{нт}^{б} \gamma \gamma^{б}, \qquad (26.8)$$

где $N_р$ — расчетное усилие растяжения в поясе ствола мачты; $R_р^{вб}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, равное $0{,}7\,\sigma_в$ (см. табл. 6.2); $A_{нт}^{б}$ — площадь сечения болта нетто (см. табл. 6.3); γ — коэффициент условий работы; $\gamma^{б}$ — коэффициент условий работы болтового соединения.

Толщину фланца t, см, работающего на изгиб, определяют по формуле

$$t \geqslant \sqrt{N_р / k_1 k_2}, \qquad (26.9)$$

где $k_1 = \sigma_т^{н}/240$, $\sigma_т^{н}$ — нормативный предел текучести стали, МПа; k_2 — коэффициент, принимаемый по табл. 26.1 в зависимости от отношений геометрических параметров: $t/t_{ст}$, $r/t_{ст}$, r_1/r, r_2/r_1 (обозначения см. на рис. 26.10).

Таблица 26.1. Значения коэффициента k_2, МПа

r_1/r	r_2/r_1	$t/t_{ст}=3$ при $r/t_{ст}$			$t/t_{ст}=5$ при $r/t_{ст}$			$t/t_{ст}=7$ при $r/t_{ст}$		
		5	10	15	5	10	15	5	10	15
1,2	1,2	930	1136	1238	540	589	625	465	481	496
	1,3	985	1170	1278	615	662	692	538	555	576
	1,4	1084	1294	1434	675	734	766	610	619	638
1,6	1,2	416	479	524	283	299	313	257	263	269
	1,3	439	508	547	304	321	333	278	284	289
	1,4	453	526	471	322	338	351	295	301	307
2	1,2	391	497	587	230	246	260	205	211	216
	1,3	458	627	786	247	268	284	218	224	230
	1,4	535	780	1093	262	284	306	229	237	247

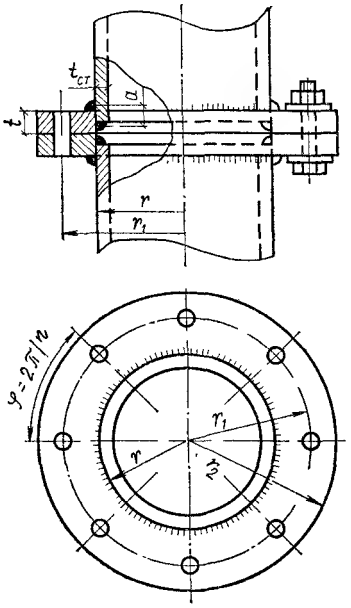


Рис. 26.10. К расчету соединения фланцевого типа

Таблица 26.2. Значения коэффициента α

$t/t_{ст}$	r_1/r		
	1,2	1,6	2,0
3	0,02	0,05	0,07
4	0,01	0,02	0,03

Расход стали на фланцы достаточно велик. Снижение его может быть достигнуто выбором оптимальных размеров r_1 и r_2 (при заданных r и $t_{ст}$). Из табл. 26.1 видно, что толщина t фланца во многом зависит от отношения r_1/r. С целью уменьшения t это отношение следует принимать минимальным, для чего надо использовать болты относительно малых диаметров.

Болты размещают на равных расстояниях по окружности возможно меньшего радиуса r_1, принимаемого конструктивно, с учетом размеров шайб под болты по ГОСТ 22355—77 и катета углового шва, крепящего фланец к трубе.

Фланец крепят к трубе двумя угловыми швами общей длиной $l_ш = 4\pi r$. Размер катета шва $k_ш$ определяют из расчета на действие сжимающего усилия в поясе $N_{сж}$:

$$k_ш \geqslant N_{сж}/l_ш \gamma \left(\beta R_у^{св} \gamma_у^{св}\right)_{min} \qquad (26.10)$$

и проверяют на действие растягивающего усилия в поясе с учетом момента $M = \alpha N_р$ от упругого защемления фланца в трубе:

$$\sqrt{(M/a)^2 + (N_р/l_ш)^2} \leqslant k_ш \gamma \left(\beta R_у^{св} \gamma_у^{св}\right)_{min}, \qquad (26.11)$$

где α — коэффициент, определяемый по табл. 26.2 в зависимости от отношений $t/t_{ст}$ и r_1/r; $a = t_1 - k_ш/3 - 0{,}2$ см [расстояние между центрами тяжести площадей сечения швов (см. рис. 26.10)].

Оттяжка крепится к стволу мачты с помощью валика *5* из высокопрочной стали, соединяющего втулку *6* (в которой закреплен канат) с фасонкой оттяжечного узла *3* (рис. 26.11). При конструировании этого узла надо стремиться к минимальному расстоянию между линией действия усилия N и центром тяжести площади сечения сварных швов, крепящих фасонку *3* и горизонтальные ребра *2* к поясу ствола мачты *1*.

Прочность сварного соединения при учете момента $M = N \cos \alpha e$ проверяют по формулам:

$$\sqrt{\left(N \cos \alpha / A_{у.ш}^{св} + M y_{max} / I_{у.ш}^{св}\right)^2 + \left(N \sin \alpha / A_{у.ш}^{св}\right)^2} \leqslant R_{у.ш}^{св} \gamma_{у.ш}^{св} \gamma; \qquad (26.12)$$

$$\sqrt{\left(N \cos \alpha / A_{у.с}^{св} + M y_{max} / I_{у.с}^{св}\right)^2 + \left(N \sin \alpha / A_{у.с}^{св}\right)^2} \leqslant R_{у.с}^{св} \gamma_{у.с}^{св} \gamma, \qquad (26.12')$$

где $A_{у.ш}^{св}$, $A_{у.с}^{св}$ и $I_{у.ш}^{св}$, $I_{у.с}^{св}$ — площади расчетных сечений соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления и моменты инерции этих площадей в отношении оси x; α — угол наклона оттяжки к горизонтали; y_{max} — расстояние от оси x до наиболее удаленной точки шва: верхней — если линия действия усилия N проходит выше центра тяжести площади сечения швов; нижней — если ниже центра тяжести.

Для увеличения площади смятия к фасонке с двух сторон приваривают кольцевые накладки *4*, суммарная толщина которых определяется условием $2t_4 \geqslant (N/R_{см}^б \gamma^б d) - t_2$. Расчет швов, крепящих каждую накладку к фасонке *3*, производится на усилие $N_4 = N t_4/(2t_4 + t_2)$. Фасон-

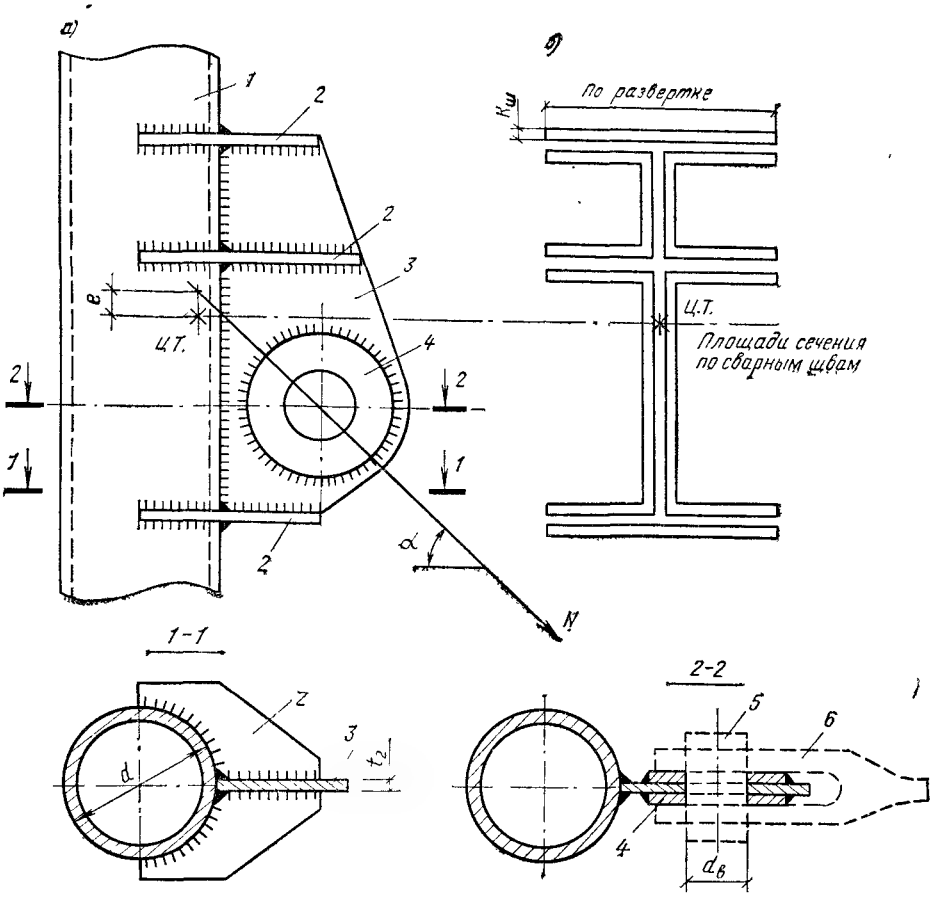


Рис. 26.11. Узел крепления оттяжки к трубчатому поясу ствола мачты

а — конструкция узла; *б* — очертания сварных швов, крепящих фасонку и ребра к трубе

ка должна быть проверена на срез и растяжение (разрыв) по плоскости возможного разрушения.

В нижней части каждая оттяжка снабжается натяжным устройством, служащим для регулирования натяжения ее при монтаже и в процессе эксплуатации мачты. Натяжное устройство крепится к анкерным тяжам, прикрепленным к фундаменту через гибкую вставку длиной не менее 20 диаметров каната.

С целью борьбы с вибрацией на оттяжках устанавливают виброгасители.

Глава 27. ОПОРЫ ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Воздушные линии электропередачи (ВЛ)[1] служат для передачи электроэнергии по проводам, прикрепленным к опорам на определенной высоте от поверхности земли.

Металлические опоры применяют для высоковольтных линий напряжением 35 кВ и выше. Провода крепятся к опорам через фарфоровые или стеклянные изоляторы подвесного типа, соединяемые по нескольку штук в гирлянды (рис. 27.1).

[1] Старое обозначение, встречающееся в литературе, — ЛЭП.

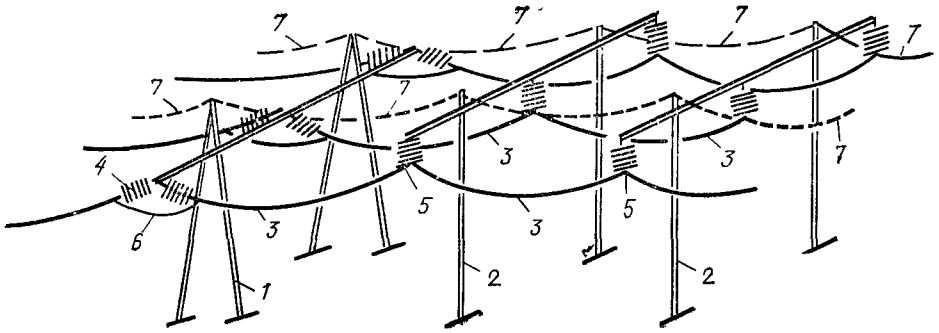


Рис. 27.1. Схема участка одноцепной воздушной линии электропередачи переменного тока с подвеской проводов к опорам портального типа

1 — анкерная опора; *2* — промежуточная опора; *3* — провод; *4* — натяжная гирлянда; *5* — поддерживающая гирлянда; *6* — перемычка; *7* — грозозащитный трос

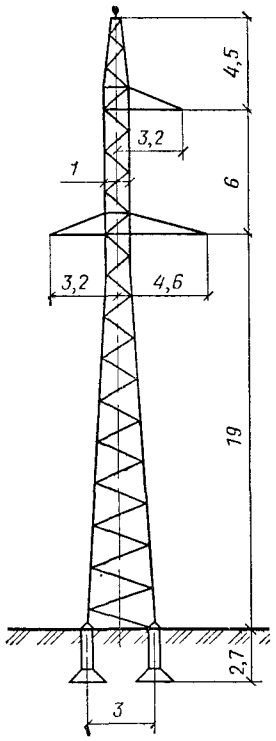


Рис 27.2. Промежуточная одностоечная свободностоящая опора одноцепной ВЛ переменного тока напряжением 110 кВ

На воздушных линиях используют в основном сталеалюминиевые провода марки АС (ГОСТ 839—74), выпускаемые промышленностью с разным соотношением площадей сечений алюминиевых и стальных высокопрочных проволок ($R_в^н$=1300 МПа). В качестве грозозащитных тросов применяют стальные канаты, свитые из проволок с пределом прочности $R_в^н$ =1200 МПа. Переменный ток передается по трем фазам, постоянный — по двум.

Передачу электроэнергии на большие расстояния выгоднее производить при высоких напряжениях в сети. Однако при напряжениях более 110 кВ, требующих провода большого диаметра, существенными оказываются потери энергии, связанные с ионизацией воздуха вокруг них. Эти потери удается уменьшить, заменив один провод большого диаметра несколькими параллельными проводами меньшего диаметра, образующими так называемую расщепленную фазу. Поэтому на линиях 330 кВ обычно применяют расщепление фазы на два провода, на линиях 550 кВ — на три, а при напряжениях 750 кВ и выше — на четыре провода и более. Таким образом, линии электропередачи бывают одноцепными, двухцепными и многоцепными.

Наименьшее расстояние от проводов ВЛ до поверхности земли принимается 7—8 м; в ненаселенных и труднодоступных местах это расстояние может быть меньшим. Расстояния между проводами, а также от проводов и грозозащитных тросов до заземленных металлоконструкций должны быть такими, чтобы обеспечить воздухоизолирующие промежутки, величина которых определяется с учетом возможных отклонений проводов на ветру и подскоков их при сбросе гололедной корки.

Требования, предъявляемые к проектированию и возведению линий электропередачи, определяются действующими «Правилами устройства электроустановок» (ПУЭ).

По назначению опоры делятся на анкерные, служащие для натяжения проводов, концевые и угловые, устанавливаемые соответственно на концах и в местах поворота линии, и промежуточные, составляющие

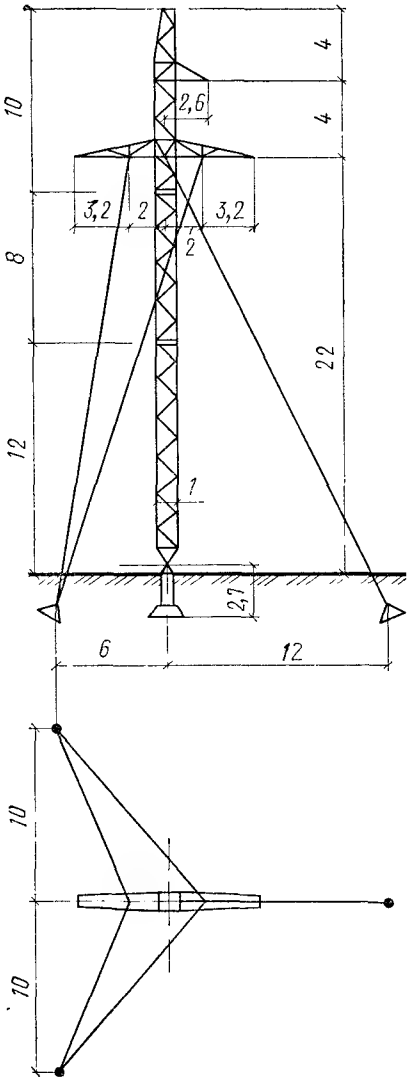
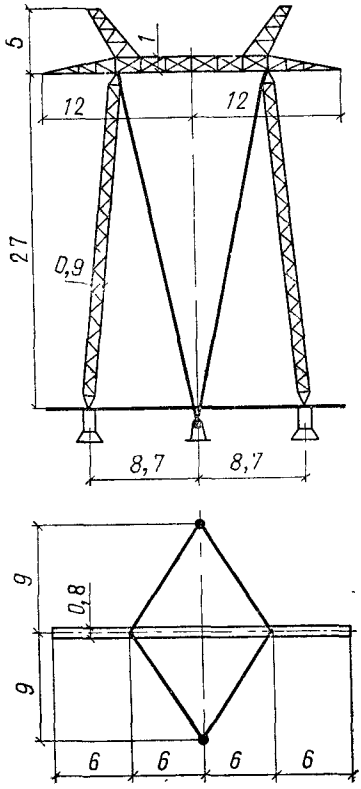


Рис. 27.3. Промежуточная одностоечная опора на оттяжках одноцепной ВЛ переменного тока напряжением 110 кВ

Рис. 27.4. Промежуточная портальная опора на оттяжках одноцепной ВЛ переменного тока напряжением 500 кВ



около 85 % общего числа опор (см. рис. 27.1). Особым видом являются так называемые переходные опоры, устанавливаемые на переходах через реки, озера, овраги и подобные препятствия. Расстояние между такими опорами может достигать 1,5—2,5 км, а высота — более 200 м.

По конструктивному решению стальные опоры бывают свободностоящие (рис. 27.2) и на оттяжках (рис. 27.3). Они могут быть одностоечными и портального типа (рис. 27.4). Опоры ВЛ являются массовыми сооружениями; при строительстве даже одной линии большой протяженности устанавливаются многие сотни опор. Это полностью отвечает требованиям типизации конструкций.

В СССР проведена унификация металлических опор ВЛ, в результате чего отобрано ограниченное число типоразмеров. Так, например, для одноствольных свободностоящих опор ВЛ напряжением 35, 110, 220 и 330 кВ приняты следующие размеры по высоте (до нижней траверсы) соответственно: 15, 19, 25 и 27,5 м. Эти конструкции были приняты на основе технико-экономического сравнения с учетом затрат на опоры, провода и фундаменты. Переходные опоры проектируют в индивидуальном порядке. Они представляют собой сложные инженерные сооружения большой высоты. Таковы, например, опоры ВЛ электропередачи Волгоград — Москва, на переходе через Волгу (рис. 27.5) или опоры энергомоста через Ангару в районе строительства Богучанской ГЭС.

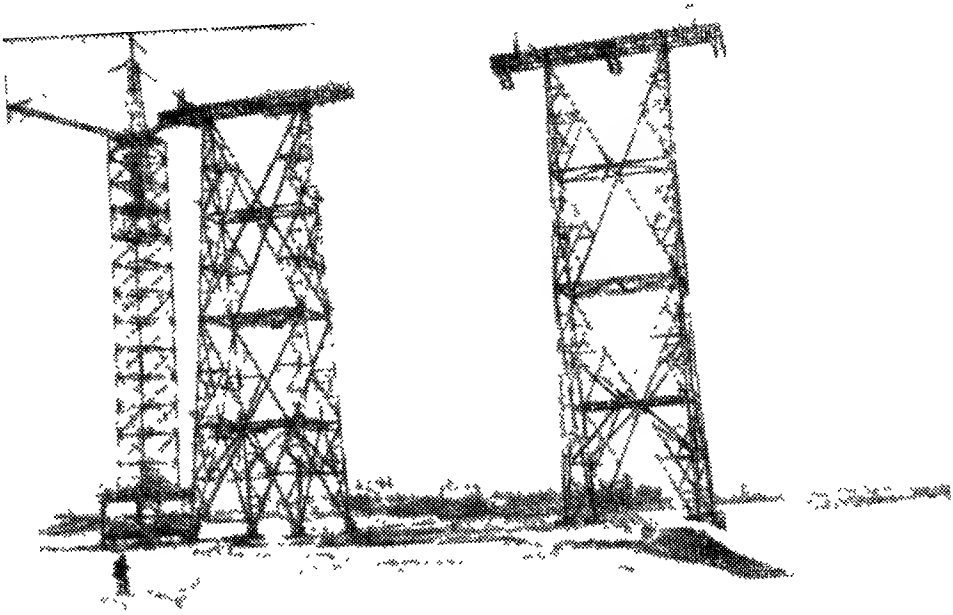


Рис. 27.5. Опоры ВЛ электропередачи Волгоград — Москва на правом берегу Волги

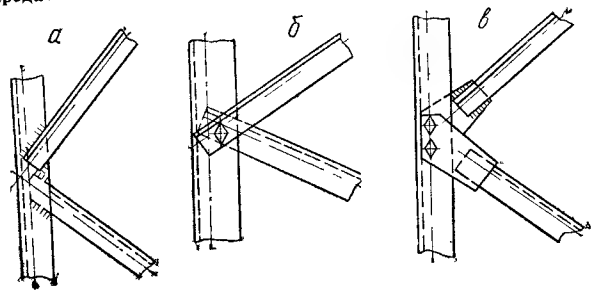


Рис. 27.6. Узлы крепления раскосов к поясу ствола

а — на сварке; *б* — одним болтом без фасонки; *в* — двумя болтами через фасонку

§ 2. ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА

Опоры ВЛ рассчитывают на действие нагрузок при трех режимах работы: нормальном (основное сочетание), монтажном (дополнительное сочетание) и аварийном (особое сочетание). Характерными нагрузками для опор ВЛ кроме ветровой и гололеда является обрыв одного или нескольких проводов одновременно.

При обрыве провода в одном из пролетов гирлянды, на которых подвешен этот провод, поворачиваются, провес проводов в соседних участках увеличивается и усилия в них резко падают. Это наряду с другими конструктивными мероприятиями обеспечивает сохранность проводов в других пролетах линии.

По конструктивной форме опоры ВЛ представляют собой пространственные стержневые системы, усилия в которых определяют с использованием ЭВМ.

Элементы опор обычно выполняют из равнополочных уголков. При большой высоте опор оказывается выгодным применение труб. Если грани ствола превышают габариты транспортных средств, элементы конструкций приходится отправлять с завода россыпью, что хотя и обеспечивает высокий уровень использования железнодорожных платформ, но приводит к увеличению объема работ на монтаже. Конструкция бесфасоночного узла, в котором два раскоса крепятся одним болтом (рис. 27.6), имеет преимущества перед другими, но использование такого решения возможно лишь при достаточной ширине полки уголка.

При небольших размерах поперечного сечения ствола (см. рис. 27.3 и 27.4) конструкции отправляют с завода секциями длиной до 8—10 м.

Каждая секция должна иметь не менее двух диафрагм, необходимых для обеспечения пространственной жесткости конструкции. Диафрагмы устанавливают также в местах переломов поясов и крепления оттяжек.

Расчет элементов стальных конструкций и соединений должен выполняться в соответствии с главой СНиП II-23-81, в которой имеются дополнительные требования по проектированию опор воздушных линий электропередачи, учитывающие особенности работы этих конструкций.

Необходимым условием для конструкций, работающих под открытым небом, является защита их от атмосферной коррозии. Периодическая окраска конструкций на трассе — трудоемкая и дорогостоящая операция. Более эффективно применять оцинкованные конструкции. Имеющееся на специализированных заводах оборудование позволяет проводить цинкование целых секций сварных решетчатых конструкций размером 1,5×1,5×9 м. Монтаж оцинкованных конструкций выполняется на оцинкованных болтах.

Весьма перспективно для опор ВЛ электропередачи использование коррозионно-стойких алюминиевых сплавов [4]. Особенно целесообразным оказывается применение алюминиевых опор на линиях, прокладываемых в труднодоступных районах, с использованием вертолетов для транспортирования и монтажа алюминиевых конструкций, более легких, чем стальные. Опыт строительства таких линий имеется.

Раздел шестой. ЭКОНОМИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 28. ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 1. СТРУКТУРА СТОИМОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Стоимость металлических конструкций складывается из следующих составных частей:

стоимости проектирования, зависящей от вида конструкций, их сложности и повторяемости;

стоимости металла и других материалов (электроды, метизы, окрасочные материалы), расходуемых на изготовление металлических конструкций;

издержек производства, зависящих главным образом от механовооруженности завода-изготовителя, трудоемкости и серийности изготовления конструкций;

транспортных расходов на перевозку конструкций с завода-изготовителя к месту строительства, зависящих от дальности перевозки, вида транспортных средств и степени их использования;

стоимости монтажа, зависящей от вида металлических конструкций, оснащенности механизмами и приспособлениями, а также от условий производства работ.

Основной объем строительных стальных конструкций изготовляется на заводах, представляющих собой самостоятельную отрасль строительной индустрии. Монтаж стальных конструкций, как правило, ведут специализированные монтажные организации.

По принятой в строительстве системе ценообразования отдельные составляющие стоимости металлических конструкций находятся приблизительно в следующих соотношениях, %:

проектирование	2—3
сталь и другие материалы	40—60
изготовление	20—25
транспортные расходы	5—7
монтаж	15—25

Конструкции из алюминиевых сплавов из-за дефицитности и высокой стоимости материала применяются пока в сравнительно небольших объемах, главным образом для ограждающих конструкций и в отдельных опытных и уникальных сооружениях. Поэтому имеющиеся данные не могут служить основанием для установления соотношений между составляющими стоимости алюминиевых конструкций.

Здесь рассмотрены вопросы экономики применительно к строительным конструкциям из стали.

§ 2. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЭКОНОМИКИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В основном стальные конструкции изготовляют для нужд строительства объектов черной и цветной металлургии, электроэнергетической, нефтеперерабатывающей и угольной промышленности. При среднем расходе металлических конструкций 70—90 т на 1 млн.руб. выполняемых строительно-монтажных работ эти отрасли потребляют 300—700 т/млн.руб. Структура производства по видам стальных конструкций характеризуется следующими соотношениями, % к общей массе:

конструкции производственных и гражданских зданий, промышленные сооружения	60
опоры воздушных линий электропередачи, мачты и башни	8
резервуары, газгольдеры и подобные листовые конструкции емкостей	6
гидротехнические сооружения и мосты	2
ограждающие конструкции, лестницы и площадки	14
прочие виды конструкций	10

Основной объем производства стальных конструкций обеспечивается заводами с годовой производительностью более 60 тыс. т. Остальная часть изготовляется на более мелких металлообрабатывающих, ремонтно-механических и других предприятиях, а также в строительно-монтажных организациях, где производятся несложные поддерживающие, вспомогательные и простейшие ограждающие конструкции. Число маломощных предприятий постепенно сокращается в связи со строительством новых крупных высокомеханизированных заводов. Укрупнение мощностей предприятий определяет повышение уровня индустриализации, снижение стоимости и трудоемкости изготовления.

Из табл. 28.1 следует, что на полную трудоемкость изготовления стальных конструкций существенно влияют затраты на вспомогательные операции основного производства, а также на работы неосновного и вспомогательного производств (изготовление метизов, электродов, кислорода, работа общезаводской котельной и т. д.), обслуживающих основное производство.

Современные крупные заводы металлических конструкций имеют минимально необходимый объем неосновного производства и получают в порядке кооперирования все материалы и комплектующие изделия от специализированных предприятий.

При изготовлении конструкций, в которых вместо углеродистой стали обычной прочности применяется сталь повышенной или высокой прочности, трудоемкость на отдельных операциях возрастает. В среднем суммарное увеличение трудоемкости в цехах основного производст-

Таблица 28.1. Данные о трудоемкости изготовления стальных конструкций, чел.-ч/т

Цех	Операции	Трудоемкость
	I. Основные производственные цехи	
Подготовки	Правка металла	0,65—0,81
Обработки	Разметка и наметка	0,76—0,81
	Резка механическая и кислородная	0,86—1,58
	Образование отверстий	0,57—0,7
	Строжка и фрезеровка деталей	0,12—0,32
	Вальцовка, правка и гибка	0,15—0,26
Сборочно-сварочный	Сборка	3,19—4,33
	Сварка и клепка	4,4—4,6
	Фрезеровка	0,13—0,18
Механический	Механослесарные работы	0—0,55
Малярно-погрузочный	Грунтовка и окраска	0,24—0,47
	Итого	12,4—13,8
	Вспомогательные операции в цехах основного производства	7,7—8,1
	II. Вспомогательное и неосновное производства	6,53—8,08
	Всего	28—28,5

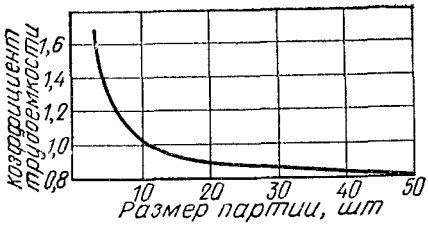


Рис. 28.1. График зависимости изменения трудоемкости изготовления от серийности

ва в зависимости от вида конструкций составляет (на 1 т) при сталях с пределом текучести 325 МПа — 8—20 %; 390 МПа — 12—30 %; 440 МПа — 18—40 %.

Трудоемкость в производственных цехах на основных технологических операциях распределяется различно, причем для цехов обработки характерны значительные затраты вспомогательного времени, а для сборочно-сварочных цехов — затраты основного (машинного) времени. Поэтому в цехах обработки для роста производительности труда целесообразна в первую очередь механизация вспомогательных работ по подаче, замерам, кантовке, закреплению деталей перед выполнением операции. Такая механизация достигается применением напольных рольганговых поточных линий, последовательно связывающих технологическое оборудование цеха, частичной модернизацией станочного парка и оснащением его автоматизированными устройствами для выполнения вспомогательных работ, а также применением нового более совершенного технологического оборудования, которое позволяет совмещать операции (например, резки и проколки отверстий).

В сборочно-сварочных цехах рост производительности труда достигается сокращением трудоемкости основных технологических операций и уменьшением транспортно-такелажных работ. Поэтому для поточных линий этих цехов следует применять новое высокопроизводительное технологическое оборудование (например, автоматизированные сборочные станы, многодуговые скоростные сварочные установки и т. п.).

Производительность труда на заводах, оснащенных поточными линиями, повышается не менее чем в 2 раза с одновременным значительным увеличением выпуска продукции. Затраты по сооружению поточных линий при равномерном режиме их загрузки окупаются в течение 4—7 лет.

Весьма действенным фактором, повышающим производительность труда на заводах стальных конструкций, является серийность производства, определяемая размером партии одновременно изготовляемых деталей или элементов (рис. 28.1). Трудоемкость при серийном изготовлении снижается не только благодаря возможности внедрения новой, более совершенной технологии, но и в результате приобретения рабочими навыка при работах с многократно повторяющимися изделиями, сокращения межоперационных пауз и числа переналадок оборудования при переходе от изготовления одной партии к другой. При работах с крупными сериями становятся оправданными дополнительные затраты на изготовление специальных приспособлений (кондукторов, кантователей и т. п.), повышающих производительность труда в сборочно-сварочных цехах. Серийное производство сокращает также длительность производственного цикла и уменьшает объемы конструкторских и подготовительных работ.

Трудоемкость изготовления может быть определена следующей зависимостью:

$$T_и = AK_c\sqrt{G_0 n_0},$$

где G_0, n_0 — масса и число основных (несущих) деталей стержня конструкции; K_c — коэффициент серийности; A — эмпирический коэффициент технологичности данной конструктивной формы и прочности проката, определяемый, главным образом, количественным соотношением между основными (несущими) и дополнительными деталями.

Значения A являются функцией так называемых строительных коэффициентов трудоемкости, представляющих собой отношение полной трудоемкости к трудоемкости несущих деталей конструкции. Строитель-

ные коэффициенты трудоемкости по природе аналогичны строительным коэффициентам массы[1] и потому имеют аналогичные закономерности и, в частности, убывают с увеличением массы и размеров конструкции (рис. 28.2).

Рис. 28.2. Строительные коэффициенты трудоемкости для некоторых конструкций

1 — колонны ступенчатые; *2* — стропильные фермы; *3* — балки; *4* — строительный коэффициент массы стропильных ферм

Указанный прием определения трудоемкости делением конструкции на основные и дополнительные детали[2] может быть применен не только для стержневых, но и для листовых конструкций, например резервуаров. В этом случае к числу несущих (основных) деталей конструкций относятся корпус, крыша, днище, понтон; в число учитываемых операций должно быть включено рулонирование полотнища резервуара на специальном стенде.

Трудоемкость изготовления и связанные с ней расходы по заработной плате производственных рабочих основных производственных цехов влияют на изменение уровня большинства издержек заводской деятельности. Кроме издержек производства в себестоимость изготовления входят стоимость сырья (основных и вспомогательных материалов) и внепроизводственные расходы. В среднем структура себестоимости изготовления определяется следующими соотношениями, %:

основные и вспомогательные материалы	65—70
заработная плата производственных рабочих основных производственных цехов	6—8
цеховые расходы	14—18
общезаводские расходы	4—6
внепроизводственные расходы	4—10

В расходы на сырье включается стоимость прокатной стали (96—98 %) и покупных полуфабрикатов, а также стоимость электродов, флюсов, углекислого газа для сварки, метизов, окрасочных материалов и т. п.

Стоимость прокатной стали в конструкциях определяется оптовыми ценами с учетом различных приплат (скидок) к ним в зависимости от требований, предъявляемых к заказываемому металлу. Оптовые цены составлены по видам сортамента проката и маркам стали, причем, как правило, на 1 т теоретической массы[3].

Оптовые цены определяются базисными ценами, которые для стали обычной прочности по ГОСТ 380—71 (с изм.) приняты для первой категории качества групп А и Б; для низколегированных сталей базисные цены установлены для второй категории качества. За поставку сталей группы В, других категорий качества или дифференцированных по группам прочности по ТУ 14-1-3023-80 взимаются приплаты от 5 до 25 %. Определенная система приплат (скидок) к оптовым ценам существует при выполнении тех или иных условий заказа проката: например, определенных (мерных) размеров (приплата 4—6 %), в рулонах (скидка 3 %), с необрезанными торцами (скидка 5 %) и т. д.

Доставку прокатной стали до ближайшей к заводу стальных конструкций железнодорожной станции оплачивает поставщик.

При определении стоимости металла в конструкциях необходимо учитывать заготовительно-складские расходы, расходы по доставке металла с железнодорожной станции на склад завода стальных конструкций (в среднем 1,5 руб/т) и стоимость нереализуемых отходов металла при производстве конструкций.

---

[1] Отношение полной массы конструкции к массе ее несущих деталей.

[2] **Лихтарников Я. М.** Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций — М.: Стройиздат, 1979. — 219 с.

[3] **Прейскуранты:** № 01-08 на сортовую и фасонную сталь; № 01-09 на фасонную сталь специального назначения; № 01-10 на листовую и широкополосную сталь; № 01-13 на трубы стальные бесшовные и др. — введенные в действие с 1 января 1982 г.

Расходы по заработной плате определяются в основном затрачиваемым трудом (трудоемкостью) при изготовлении конструкций.

К цеховым относятся производственные расходы на содержание, текущий ремонт и амортизацию технологического оборудования, на дополнительную заработную плату основных производственных рабочих, на технологические цели (вода, пар, топливо и т. п.) и общецеховые расходы на содержание дежурного персонала в цехах, на аморгизацию цеховых зданий, проведение испытаний, охрану труда и т. п.

К общезаводским расходам относятся затраты на содержание персонала заводоуправления, конструкторского бюро, амортизацию зданий общезаводского назначения, организацию подготовки кадров и т. п.

Внепроизводственные расходы включают затраты на погрузку и перевозку готовых конструкций до железнодорожной станции отправления по путям завода металлоконструкций, отчисления на научно-исследовательские работы, создание фондов некоторых видов премирования, расходы на содержание контор комплектации и вышестоящих организаций.

Расходы на сырье и заработная плата производственных рабочих относятся к категории прямых затрат, приходящихся непосредственно на изготовляемую продукцию. Цеховые и общезаводские расходы, отражающие специфику данного производства в целом, называются косвенными. Около 10 % косвенных расходов (дополнительная заработная плата, отчисления в фонд соцстраха, расходы по охране труда и т. п.) зависят от численности работающих на заводе и изменяются пропорционально размеру заработной платы. Расходы на эксплуатацию и ремонт оборудования, на технологические цели (электроэнергия, топливо, вода, пар и т. д.) составляют примерно 30 % косвенных и определяются количеством выпускаемой продукции. Около 60 % косвенных расходов на амортизацию оборудования и зданий, ремонт, содержание дежурного и административно-управленческого аппарата неизменны (постоянны) в течение года. Очевидно, с увеличением объема производства металлических конструкций постоянная часть косвенных расходов на каждую единицу продукции снижается.

Оптовые цены на стальные конструкции составлены исходя из среднеотраслевых показателей себестоимости производства, с учетом рентабельности заводов и внепроизводственных расходов[1].

Построение прейскуранта предусматривает главным образом штучные цены конструкций конкретных типоразмеров по ГОСТам или техническим условиям, конструкций, заказываемых по типовым чертежам КМД, а также цены на 1 т индивидуальных конструкций с известными техническими характеристиками. Оптовые цены учитывают стоимость разработки чертежей КМД. Для конкретизации цен в зависимости от требований потребителя к основной цене могут быть применены доплаты: за разницу в стоимости материалов и изготовления при замене марок стали; дополнительную обработку кромок в деталях, представляющих собой концентраторы напряжений; гарантию плотности и повышенных механических свойств сварных швов; повышение предмонтажной подготовки; окраску конструкций согласно требованию проекта КМ.

Цены предусматривают семь групп конструкций в зависимости от степени загрузки подвижного состава при транспортировании и соответствующие доплаты за перевозку до станции назначения.

Размер заработной платы на изготовление конструкций в оптовых ценах в среднем составляет 5—6 %. Накладные расходы приняты как среднеотраслевые в размере около 400 % к основной заработной плате производственных рабочих.

Монтаж стальных конструкций обычно осуществляют специализированные организации, объединенные в территориальные монтажные

---

[1] **Прейскурант** № 01-22 на строительные стальные конструкции, введенный с 1 января 1982 г.

тресты, выполняющие одновременно и монтаж сборного железобетона.

Себестоимость монтажа состоит из прямых затрат и накладных расходов. Часть прямых затрат, составляющих более 80 % себестоимости монтажа, приходится на стоимость основных конструкций и деталей. Около 10 % прямых затрат составляют расходы на основную заработную плату производственных рабочих, в том числе занятых непосредственно на строительно-монтажных работах. Остальная часть прямых затрат — расходы на эксплуатацию машин и механизмов, характеризующие уровень механизации монтажных работ. Проявляется ярко выраженная тенденция увеличения (в удельном отношении) этой статьи расходов в связи с постоянным оснащением монтажных организаций мобильными и высокопроизводительными монтажными механизмами.

В накладные расходы входят административно-управленческие расходы, расходы по организации производства (командировки, содержание дежурного персонала, проектирование производства работ и т. д.), охране труда монтажников и др.

При монтаже стальных конструкций трудовые затраты можно разделить по следующим видам работ[1], % к общей стоимости монтажа:

транспортно-складские работы в пределах монтажной зоны	10
обслуживание монтажных механизмов	15
работы по собственно монтажу, включающие подготовительные операции, укрупнительную сборку, установку в проектное положение и выверку конструкций	60
сварочные работы	12
прочие	3

В работах по собственно монтажу весьма трудоемкими являются выверка и закрепление конструкций. Поэтому рост производительности труда на монтажных работах и сокращение сроков продолжительности монтажа связаны не только с укрупнением конструкций до монтажа, но и с повышением точности их заводского изготовления, простотой и удобством монтажных соединений, взаимозаменяемостью монтажных элементов.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТОИМОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ

При вариантном проектировании следует предварительно выбрать и оценить конструктивную форму. Использовать для решения такой задачи оптовые цены на конструкции нельзя, так как они основаны на данных по примененным ранее проектам и,следовательно, в них не могут быть учтены конструктивные особенности новых решений. Между тем конструктивная форма в большой степени влияет на технико-экономические показатели. Выбор конструкции при сравнении вариантов в известной мере облегчается тем, что можно ограничиться относительными показателями, задавшись некоторыми осредненными условиями производства.

Стоимость материалов в конструкции определяется набором профилей проката и может быть определена по действующим ценам с учетом приплат (скидок) и наценок.

Стоимость доставленной на приобъектный склад конструкции и соответствующая ей сметная цена[2] выражаются формулой

$$C_{и} = C_{о.м} + aT(1 + k_{н}) + C_{э} + C_{в.н} + П + C_{тр},$$

[1] Процентные соотношения даны применительно к монтажу стальных конструкций одноэтажных промышленных зданий общего назначения.

[2] **СНиП IV-4-82.** Сборник средних районных сметных цен на материалы, изделия и конструкции. Ч. II. Строительные конструкции и детали. Раздел I. Стальные конструкции. — М.: Стройиздат, 1983.

где $C_{о.м}$, $C_э$, $C_{вн}$, $C_{тр}$ — стоимость основных материалов, энергии, расходуемой на производство, внепроизводственных расходов и транспорта[1] (включая реквизит, разгрузку и заготовительно-складские расходы); aT — заработная плата рабочих на основных технологических операциях; a — среднечасовая заработная плата рабочих, руб/ч; T — трудоемкость, чел.-ч; $k_н$ — коэффициент накладных расходов (на заводах металлоконструкций); $П$ — плановая прибыль, закладываемая в оптовую цену.

По действующей системе ценообразования стальных конструкций показатели составляют: $a=0{,}82$ руб/т; $k_н=4$; $C_э=2{,}1$ руб/т; $C_{вн}=3{,}13$ руб/т; плановая прибыль, заложенная в оптовых ценах, принята в размере около 15 % полной себестоимости изготовления.

В представленном виде стоимость изготовленной конструкции определяется в зависимости от трудоемкости, которая, как уже было сказано, наиболее сильно влияет на большинство показателей деятельности завода и характеризует прогрессивность принятого конструктивного решения с точки зрения уровня производительности труда.

Стоимость установленных в проектное положение конструкций определяется прямыми затратами (стоимостью доставленной конструкции и ее монтажа), накладными расходами и плановыми накоплениями монтажной организации по формуле

$$C = (C_и + C_м)\, k_н\, k_п.$$

Здесь $k_н$, $k_п$ — коэффициенты накладных расходов и прибыли, равные 1,086 и 1,08; $C_м$ — стоимость монтажа, включающая расходы на следующие работы: погрузку-разгрузку и транспортирование в пределах монтажной площадки; сортировку; очистку от грязи и восстановление повреждений конструкции, полученных при транспортировании; укрупнительную сборку с устройством и разборкой стеллажей; подачу в зону монтажа; обеспечение жесткости элементов при монтаже; устройство и разборку подмостей, лестниц, настилов, люлек и других приспособлений, предусмотренных проектом производства работ и правилами техники безопасности; подъем, установку и выверку конструкций; выполнение монтажных соединений (стыков, узлов) при укрупнительной сборке и монтаже конструкции и сдачу для последующих работ; погрузку, транспортирование, разгрузку и подачу к месту сборки и монтажа вспомогательных материалов, конструкций и приспособлений в пределах строительной площадки; устройство и обслуживание временных разводящих энергетических сетей внутри объекта.

Стоимость монтажа определяется единичной расценкой данного вида работ[2] и системой поправочных коэффициентов по формуле

$$C_м = C_м\, k_т\, k_м\, k_н\, k_д.$$

Здесь $k_т$, $k_м$, $k_н$, $k_д$ — коэффициенты, учитывающие: месторасположение объекта строительства; применение в конструкциях марок сталей с повышенными расчетными сопротивлениями; использование при проектировании конструкций коэффициента надежности по назначению; дополнительные особенности работ, связанные с условиями монтажа (высота, тип каркаса здания и т. п.).

Чтобы установить эффективность применения металлических конструкций, например, при сравнении их с конструкциями из других материалов, используют показатель приведенных затрат, в котором учитывается не только стоимость установленной на место конструкции, но и производственные фонды заводов металлических конструкций и монтажных организаций, а также эксплуатационные расходы.

---

[1] **СНиП IV-4-82.** Сборник сметных цен на перевозки грузов для строительства. Ч 1. Железнодорожные и автомобильные перевозки; Ч. II. Речные перевозки. — М.: Стройиздат, 1982

[2] **СНиП IV-5-82. Сборники** единых районных единичных расценок на строительные конструкции и работы. Сб 9. Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1983.

Приведенные затраты, руб/т,

$$П = C + E_н (Ф_з + Ф_м) + Э,$$

где C — стоимость конструкции, установленной в проектное положение, руб/т; $E_н$ — нормативный коэффициент экономической эффективности ($E_н$=0,12); $Ф_з$, $Ф_м$ — удельные стоимости, руб. на 1 т конструкций, основных и оборотных фондов заводов металлических конструкций и монтажных организаций, участвующих в производстве и монтаже конструкций; $Э$ — удельные эксплуатационные расходы, руб/т, состоящие из реновационных отчислений (затрат на восстановление) и затрат на капитальные и текущие ремонты конструкций [1].

Размер экономического эффекта определяется разницей приведенных затрат сравниваемых решений.

При определении стоимости основных фондов для упрощения расчетов достаточно учитывать только стоимость механизмов, занятых на монтаже конструкций. Выбор монтажных механизмов определяется массой наиболее тяжелого элемента, габаритными размерами сооружения и условиями производства.

В некоторых случаях решающим критерием в выборе варианта может оказаться скорость возведения сооружения. Ориентировочно продолжительность монтажа конструкций можно определять по формуле m/Nnk, где m — трудоемкость монтажа по СНиП IV-5-82; N — число бригад, занятых на монтаже; n — число рабочих в бригаде; k — число смен в сутки.

§ 4. ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ СНИЖЕНИЯ СТОИМОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Поскольку стоимость металла является главной составляющей общей стоимости конструкций, то основным направлением удешевления служит снижение массы конструкций, которое может быть достигнуто уменьшением массы основных элементов и конструктивного оформления, характеризующегося строительным коэффициентом. Снижение строительного коэффициента обусловливает также снижение трудоемкости изготовления и монтажа конструкций. Строительный коэффициент характеризует качество конструктивной формы и компоновки с точки зрения не только затрат материала, но и стоимости, сроков возведения и других технико-экономических показателей и поэтому является крайне важным. Основные пути снижения строительного коэффициента — улучшение конструктивно-компоновочного решения на основе принципа концентрации материала; упрощение конструктивной формы, обеспечивающее технологичность изготовления конструкций.

Оба эти направления ведут к сокращению числа вспомогательных элементов, менее мощных, более подверженных повреждениям и вместе с тем более трудоемких и относительно дорогих. При этом снижение строительного коэффициента влияет на снижение трудоемкости и стоимости в большей степени, чем снижение массы. Это справедливо не только в отношении строительных коэффициентов конструктивного элемента, но и для всего сооружения в целом. Трудоемкость монтажа сооружения значительно возрастает при увеличении удельного значения в каркасе здания связей, фонарей и других вспомогательных конструкций, число которых обычно значительно превышает число основных элементов.

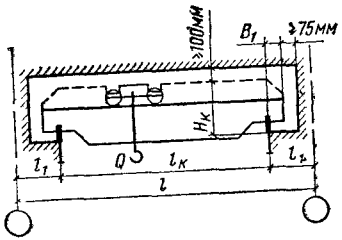
Большое значение для снижения стоимости имеют унификация и типизация конструкций, которые весьма эффективны, особенно при переходе на поточные методы изготовления и монтажа.

---

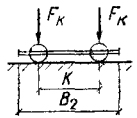
[1] **ЦНИИпромзданий.** Руководство по определению стоимости эксплуатации промышленных зданий и сооружений на стадии их проектирования. — М.: 1977.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

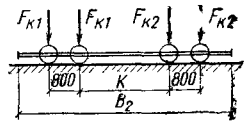
Справочные данные по мостовым кранам



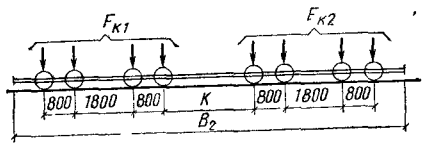
Для кранов Q=30/5, 50/10



Для кранов Q=80/20, 100/20, 125/20



Для кранов Q=160/32, 200/32



Q — грузоподъемность крана, т; F_{K1max}, F_{K2max} — максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные).

Q, т		Пролет здания l, м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса		Вес тележки $G_т$, кН	Вес крана с тележкой $G_к$, кН	Тип кранового рельса	Высота рельса $h_р$, мм	Высота подкрановой балки $h_б$, мм, при шаге колонн, м	
Главный крюк	Вспомогательный крюк		$H_к$	B_1	B_2	K	$F_{K1\,max}$	$F_{K2\,max}$					6	12
30	5	24 30 36	2750 2750 3000	300	6300 6300 6860	5100 5100 5600	315 (326) 345 (355) 380 (390)		120 (125)	520 (560) 620 (680) 740 (800)	КР-70	120	1000	1500

50	10	24 30 36	3150	300	6760	5250	470 (470) 500 (510) 540 (550)		180 (185)	665 (690) 780 (795) 900 (920)	КР-80	130	1000	1500
80	20	24 30 36	3700 4000 4000	400	9100	4350	350 380 410	370 400 430	380	1100 1300 1500	КР-100	150	1000	1600
100	20	24 30 36	3700 4000 4000	400	9350	4600	410 450 490	450 480 510	410	1250 1450 1650	КР-120	170	1000	1600
125	20	24 30 36	4000	400	9350	4600	480 520 550	520 550 580	430	1350 1550 1750	КР-120	170	1000	1800
160	32	24 30 36	4800	500	10500	1500	310 330 350	330 350 370	650	1750 1950 2220	КР-120	170	1000	1800
200	32	24 30 36	4800 4800 5200	500	10800	1500	370 400 420	380 410 430	700	1850 2150 2450	КР-120	170	1000	1800

Примечание. Цифры в скобках относятся к кранам тяжелого режима работы.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Данные для курсового проектирования по снеговым и ветровым нагрузкам

Место строительства	Снеговая p_0		Ветровая g_0	
	Район	кН/м²	Район	кН/м²
Днепропетровск, Донецк, Жданов, Кривой Рог	I	0,5	III	0,45
Ставрополь	I	0,5	V	0,7
Минск	II	0,7	I	0,27
Омск, Харьков	II	0,7	II	0,35
Волгоград, Хабаровск	II	0,7	III	0,45
Владивосток	II	0,7	IV	0,55
Москва	III	1	I	0,27
Братск, Ленинград, Свердловск, Челябинск	III	1	II	0,35
Магнитогорск, Орск, Саратов	III	1	III	0,45
Караганда	III	1	IV	0,55
Горький, Череповец	IV	1,5	I	0,27
Нижний Тагил, Новокузнецк	IV	1,5	II	0,35
Кемерово, Комсомольск-на-Амуре, Красноярск, Куйбышев, Новосибирск	IV	1,5	III	0,45
Пермь	V	2	II	0,35

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Поправочные коэффициенты на возрастание скоростных напоров ветра по высоте

Тип местности	Высота над поверхностью земли, м							
	10	20	30	40	50	100	200	350 и более
А Открытые местности (степи, лесостепи, пустыни, открытые побережья морей, озер, водохранилищ)	1	1,25	1,4	1,55	1,65	2,1	2,6	3,1
Б Города с окраинами, лесные массивы и подобные местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	0,65	0,9	1,05	1,2	1,33	1,8	2,45	3,1
В Крупнейшие города, застроенные зданиями высотой более 20 м	0,3	0,5	0,63	0,75	0 87	1,4	2,2	3,1

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Марки стали, расчетные сопротивления стали, сварных и болтовых соединений, МПа

Марка стали	Вид проката толщиной, мм	ГОСТ или ТУ	$R^{н}/R^{н}_{в}$	R	$R_{см.т}$	$R_{ср}$	$R^{св}_{ус}$	$R^{б*}_{см}$
Вст3Гпс5, Вст3пс6, Вст3сп5	Лист 21—40	ГОСТ 380—71 (с изм)	225/370	215	350	125	165	450
Вст3кп2	Лист 4—20		225/365	215	350	125	165	440
	» 21—40		215/365	205	350	120	165	440
	» 41—100		205/365	195	350	115	165	440
	Фасон 4—20		235/365	225	350	130	165	440

Марка стали	Вид проката толщиной, мм	ГОСТ или ТУ	$R^н/R^н_в$	R	$R_{см.т}$	$R_{ср}$	$R^{св}_{ус}$	$R^{б*}_{см}$
Вст3пс6-1	Лист 4—10	ТУ 14-1-3023-80	235/365	230	355	135	165	440
	» 11—20		235/355	230	345	135	160	420
	Фасон 4—10		245/370	240	360	140	165	450
	» 11—20		245/365	240	355	140	165	440
Вст3пс6-2	Лист 4—10		275/370	270	360	155	165	450
	» 11—20		265/365	260	355	150	165	440
	Фасон 4—10		275/380	270	370	155	170	465
	» 11—20		275/370	270	360	155	165	450
Вст3сп5-1, Вст3Гпс5-1	Лист 4—10		245/365	240	355	140	165	440
	» 11—20		235/365	230	355	135	165	440
	Фасон 4—10		255/380	250	370	145	170	465
	» 11—20		245/370	240	360	140	165	450
Вст3сп5-2, Вст3Гпс-2	Лист 4—10		275/380	270	370	155	170	465
	» 11—20		265/370	260	360	150	165	450
	Фасон 4—10		285/390	280	380	160	175	485
	» 11—20		275/380	270	370	155	170	465
09Г2С-гр.1	Лист 4—10		345/490	335	480	195	220	690
	Фасон 11—20		325/470	315	460	180	210	645
09Г2С-гр.2	Лист 4—10		365/510	355	500	205	230	735
	» 11—20		345/490	335	480	195	220	690
	Фасон 4—10		370/520	360	505	210	235	760
	» 11—20		355/500	345	490	200	225	710
09Г2С	Лист 21—32	ГОСТ 19282—73	305/460	290	440	170	205	625
	» 33—60		285/450	270	430	155	200	605
10ХНДП	Лист 4—9	ГОСТ 19282—73	345/470	330	450	190	210	645
	» 10—16	ТУ 14-1-1217-75	295/440	280	420	160	200	585
	Фасон 4—12	ТУ 14-1-389-72	345/470	330	450	190	210	645
15ХСНД	Лист 4—32	ГОСТ 19282—73	345/490	330	465	190	220	690
	Фасон 10—32	ГОСТ 19281—73	325/470	310	450	180	210	645
14Г2АФ	Лист 4—50	ГОСТ 19282—73	390/540	370	515	215	245	805
16Г2АФ	Лист 4—32		440/590	400	535	230	265	930
	» 33—50		410/570	375	520	220	255	880

* $R^{см}_{б}$ — смятие соединяемых элементов в соединениях на болтах грубой и нормальной точности.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Коэффициенты $c(c_x)$, c_y, n для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Схема сечения	$A_п/A_{ст}$	Значения коэффициентов		
		$c\ (c_x)$	c_y	n при $M_y=0$*
	0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
	—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
	0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3 б) 1

* При $M_y \neq 0$ $n=1,5$

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений $A_п/A_{ст}$ допускается линейная интерполяция.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Число закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при значениях $0,1 \leqslant \alpha \leqslant 40$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний Нижний	$\psi=1,75+0,09\alpha$ $\psi=5,05+0,09\alpha$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi=1,6+0,08\alpha$ $\psi=3,8+0,08\alpha$
Два и более, делящие пролет на равномерные части	Любая	Любой	$\psi=2,25+0,07\alpha$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R, МПа					
	200	240	280	320	360	400
10	988	987	985	984	983	982
20	967	962	959	955	952	949
30	939	931	924	917	911	905
40	906	894	883	873	863	854
50	869	852	836	822	809	796
60	827	805	785	766	749	721
70	782	754	724	687	654	623
80	734	686	641	602	566	532
90	665	612	565	522	483	447
100	599	542	493	448	408	369
110	537	478	427	381	338	306
120	479	419	366	321	287	260
130	425	364	313	276	247	223
140	376	315	272	240	215	195
150	328	276	239	211	189	171

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Коэффициенты $\varphi_{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$	Коэффициенты $\varphi_{вн}$ при приведенном относительном эксцентриситете $m_{пр}$												
	0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	7	9	12	17
0,5	967	850	722	620	538	417	337	280	237	210	164	125	090
1	925	778	653	563	484	382	307	259	225	196	157	121	086
1,5	875	716	593	507	439	347	283	240	207	182	148	114	082
2	813	653	636	457	397	315	260	222	193	170	138	107	079
2,5	742	587	480	410	357	287	238	204	178	158	130	101	076
3	667	520	425	365	320	260	217	187	166	147	123	097	073
3,5	587	455	375	325	287	233	198	172	153	137	115	092	069
4	505	394	330	289	256	212	181	158	140	127	108	088	066
4,5	418	342	288	257	229	192	165	146	130	118	101	083	064
5	354	295	253	225	205	175	150	135	120	111	095	079	062
5,5	302	256	224	200	184	158	138	124	112	104	089	075	060
6	258	223	198	178	166	145	128	115	104	096	084	072	057
6,5	223	196	176	160	149	132	117	106	097	089	080	068	054
7	194	173	157	145	136	121	108	098	091	083	074	064	052
8	152	138	128	117	113	100	091	083	078	074	065	057	047
9	122	112	103	098	093	085	079	072	066	064	058	051	043
10	100	093	090	081	079	072	069	062	059	057	052	046	039
11	083	077	075	071	068	062	060	055	052	050	046	040	035
12	069	064	062	059	058	054	052	050	048	046	042	037	032
13	062	054	052	051	049	048	047	044	042	041	038	035	030
14	052	049	048	047	045	043	042	040	039	038	036	034	029

Примечания 1 Значения коэффициентов $\varphi_{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2 Значения $\varphi_{вн}$ принимать не выше значений φ

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Коэффициенты $\varphi_{вн}$ для проверки устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{R/E}$	Коэффициент $\varphi_{вн}$ при относительном эксцентриситете m												
	0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	6	7	9	12	17
0,5	908	666	500	400	333	250	200	167	143	125	100	077	056
1	872	640	483	387	328	243	197	165	142	121	098	077	055
1,5	830	600	454	367	311	240	190	163	137	119	096	077	053
2	774	556	423	346	293	228	183	156	132	117	095	076	052
2,5	708	507	391	322	274	215	175	148	127	113	093	074	051
3	637	455	356	296	255	201	165	138	121	110	091	071	051
3,5	562	402	320	270	235	187	155	130	115	106	088	069	050
4	484	357	288	246	215	173	145	124	110	100	084	067	049
4,5	415	315	258	223	196	160	136	116	105	096	079	065	048
5	350	277	230	201	178	149	127	108	100	092	076	062	047
5,5	300	245	203	182	163	137	118	102	095	087	074	059	046
6	255	216	183	165	149	126	109	097	090	083	070	056	045
6,5	221	190	165	149	137	117	102	092	085	077	066	054	044
7	192	168	150	135	125	108	095	087	079	074	063	051	043
8	148	136	123	113	105	091	082	077	070	065	055	048	041
9	117	110	102	094	087	079	072	067	062	056	050	045	039
10	097	091	087	080	073	067	062	058	054	050	045	041	036
11	082	077	073	068	064	058	054	052	048	044	042	038	032
12	068	064	061	058	056	053	049	047	043	040	038	034	030
13	060	054	052	050	049	047	045	044	041	038	036	032	028
14	050	048	046	045	043	042	041	040	039	037	035	031	027

Примечания 1 Значения коэффициентов $\varphi_{вн}$ в таблице увеличены в 1000 раз.
2 Значения $\varphi_{вн}$ принимать не выше значений φ.

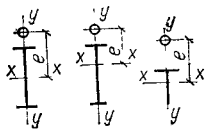
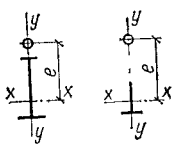
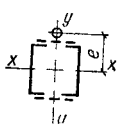
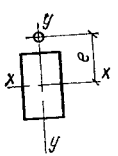
Коэффициенты влияния формы сечения η

Тип сечения	Схема сечения	$A_п/A_{ст}$	Значения η при $0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$, $0{,}1 \leq m \leq 5$	Значения η при $0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$, $5 < m \leq 20$	Значения η при $\bar{\lambda} > 5$, $0{,}1 \leq m \leq 5$	Значения η при $\bar{\lambda} > 5$, $5 < m \leq 20$
1		—	1,0	1,0	1,0	
2		0,25	$(1{,}45 - 0{,}05\,m) - 0{,}01\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1{,}75 - 0{,}1\,m) - 0{,}02\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		$\geq 1{,}0$	$(1{,}9 - 0{,}1\,m) - 0{,}02\,(6 - m)\,\bar{\lambda}$	$1{,}4 - 0{,}02\,\bar{\lambda}$	1,3	
3		—	$\eta_5\,[1 - 0{,}3\,(5 - m)\,(a_1/h)]$	η_5	η_5	
4		—	$\eta_5\,[1 - 0{,}8\,(a_1/h)]$	$\eta_5\,[1 - 0{,}8\,(a_1/h)]$	$\eta_5\,[1 - 0{,}8\,(a_1/h)]$	

Тип сечения	Схема сечения	$A_п/A_{ст}$	Значения η при $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$, $0{,}1 \leqslant m \leqslant 5$	$0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$, $5 < m \leqslant 20$	$\bar{\lambda} > 5$, $0{,}1 \leqslant m \leqslant 20$	$\bar{\lambda} > 5$, $5 < m \leqslant 20$
5	$A_{ст}$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_п$, e	0,25	$(0{,}75 + 0{,}05\,m) + 0{,}01\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1	1	
		0,5	$(0{,}5 + 0{,}1\,m) + 0{,}02\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1	1	
		$\geqslant 1$	$(0{,}25 + 0{,}15\,m) + 0{,}03\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1	1	
6	$0{,}5A_п$, $0{,}5A_п$, $A_{ст}$	$\geqslant 1$	$(1{,}5 - 0{,}1\,m) - 0{,}02\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1	1	
7	$A_п$, $A_{ст}$, $0{,}5A_п$	0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1	$1{,}6 - 0{,}01\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1,6	$1{,}35 + 0{,}05\,m$	1,6
		2	$1{,}8 - 0{,}02\,(5 - m)\,\bar{\lambda}$	1,8	$1{,}3 + 0{,}1\,m$	1,8
8	$A_{ст}$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_{ст}$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_п$, $0{,}5A_{ст}$	0,5	$1{,}45 + 0{,}04\,m$	1,65	$1{,}45 + 0{,}04\,m$	1,65
		1	$1{,}8 + 0{,}12\,m$	2,4	$1{,}8 + 0{,}12\,m$	2,4
		1,5	$2 + 0{,}25\,m + 0{,}1\,\bar{\lambda}$	—	—	—
		2	$3 + 0{,}25\,m + 0{,}1\,\bar{\lambda}$	—	—	—

Примечания: 1. Для сечений типов 2—4 при подсчете значений $A_п/A_{ст}$ площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.
2. Для сечений типов 3 и 4 значения η_5 следует принимать равными значениям η для типа 2 при тех же значениях $A_п/A_{ст}$.

Коэффициенты α и β

Типы сечений	α при $m_x \leqslant 1$	α при $1 < m_x \leqslant 5$	β при $\lambda_y \leqslant \lambda_c$	β при $\lambda_y > \lambda_c$
Открытые 	0,7	$0{,}65 + 0{,}05\, m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$
	$1 - 0{,}3\,\frac{I_2}{I_1}$	$1 - (0{,}35 - 0{,}05\, m_x)\,\frac{I_2}{I_1}$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\varphi_c \varphi_y}\right)\left(2\,\frac{I_2}{I_1} - 1\right)$; при $I_2/I_1 < 0{,}5$ $\beta = 1$
Замкнутые  	0,6	$0{,}55 + 0{,}05\, m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c/\varphi_y}$

I_1, I_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии значения y—y; φ_c — значение λ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3{,}14\sqrt{E/R}$.

Примечание. Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решетками (или планками) следует принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.

Коэффициенты расчетной длины ступенчатых колонн

Таблица 1. Коэффициенты μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

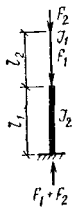
Расчетная схема	α_1	Значения μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20
	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	0,2	2	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80			
	0,6	2	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39				
	0,8	2	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74							
	1	2	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4									
	1,5	3	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05												
	2	4	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03														
	2,5	5	5,55	6,08	6,56	7															
	3	6	6,65	7,25	7,82																

Таблица 2. Коэффициенты μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

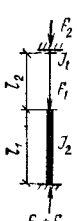
Расчетная схема	α_1	Значения μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20
	0	2	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
	0,2	2	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	
	0,4	2	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40			
	0,6	2	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59					
	0,8	2	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79							
	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2									
	1,5	2	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52												
	2	2	2,45	2,66	2,81	2,91	3														
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50															
	3	3	3,43	3,70	3,93	4,12															

Таблица 3. Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным шарнирно опертым верхним концом

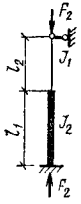
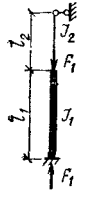
Расчетная схема	l_2/l_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Коэффициенты μ_{12}														
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10
		Коэффициенты μ_{11}														
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

Таблица 4. Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	I_2/I_1	l_2/l_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Коэффициенты μ_{12}														
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,1	0,67	0,76	1	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
		Коэффициенты μ_{11}														
	0,04	0,65	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

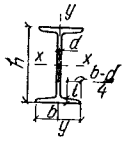
Коэффициент условий работы γ

№ п.п.	Элементы конструкций	γ
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т. п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geqslant 60$	0,8
4	Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость	0,95
5	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6	Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
	а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
	б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
	в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05
7	Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8	Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
	а) сплошных балок и колонн	1,1
	б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05
9	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков	0,7—0,9
10	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков — только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в п. 9 настоящей таблицы, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Примечания: 1. Значения $\gamma<1$ при расчете одновременно учитывать не следует.
2. Значения коэффициента γ, приведенные соответственно в пп. 1 и 6в; 1 и 7, 1 и 8, 2 и 7, 2 и 8а; 3 и 6в при расчете следует учитывать одновременно.
3. Значения γ, приведенные в пп 3, 4, 6а, в, 7—10, а также в пп. 5 и 6б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.
4. В случаях, не оговоренных в данной таблице, в формулах следует принимать $\gamma=1$.

Сортамент прокатной стали

Таблица 1. Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239—72 с изм.)

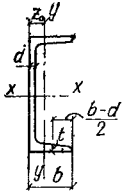


h — высота баалки;
b — ширина полки;
d — толщина стенки;
t — средняя толщиа полки;
R — радиус внутреннего закругления;

I — момент иинерции;
W — момент сопротивления;
S — статический момент полусечения;
i — радиус инерции;
$I_к$ — момент инерции при кручении.

№ профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм					Площадь сечения A, см²	Ось $x—x$				Ось $y—y$			$I_к$, см⁴
		h	b	d	t	R		I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7	12	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16	15,9	160	81	5	7,8	8,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	5,6
20	21	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92
22	24	220	110	5,4	8,7	10	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1
27	31,5	270	125	6	9,8	11	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4
33	42,2	330	140	7	11,2	13	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14	61,9	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4
40	57	400	155	8,3	13	15	72,6	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6
45	66,5	450	160	9	14,2	16	84,7	27 696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7
50	78,5	500	170	10	15,2	17	100	39 727	1598	19,9	919	1043	123	3,23	75,4

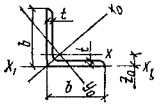
Таблица 2. Швеллеры (выборка из ГОСТ 8240—72 с изм.)



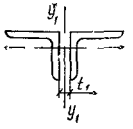
h — высота швеллера;
b — ширина полки;
d — толщина стенки;
t — средняя толщина полки;
R — радиус внутреннего закругления;
I — момент инерции;
W — момент сопротивления;
i — радиус инерции;
S — статический момент полусечения;
z_0 — расстояние от оси y—y до наружной грани стенки;
$I_к$ — момент инерции при кручении.

№ профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм					Площадь сечения А, см²	Ось x — x				Ось y — y				$I_к$, см⁴
		h	b	d	t	R		I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	z_0, см	
5	4,84	50	32	4,4	7	6	6,16	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16	1
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	7,51	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24	1,2
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	1,52
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	1,96
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	2,56
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67	3,19
16	14,2	160	64	5	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8	3,97
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94	4,87
20	18,4	200	76	5,2	9	9,5	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07	5,9
22	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	7,48
24	24	240	90	5,6	10	10,5	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	9,6
27	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	11,98
30	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	14,98
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	19,21
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68	25,1
40	48,3	400	115	8	13,5	15	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	32,41

Таблица 3. Уголки равнополочные (выборка из ГОСТ 8509—72 с изм.)



b — ширина полки,
d — толщина полки;
I — момент инерции;
i — радиус инерции.



Размеры уголка, мм		Площадь сечения A, см²	Линейная плотность, кг/м	Расстояние до центра тяжести z_0, см	Ось $x-x$		Ось x_1-x_2	Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Радиусы инерции i_{y_1} для двух уголков при t_1, мм		
b	t				I_x, см⁴	i_x, см	I_{x_1}, см⁴	I_{x_0}, см⁴	i_{x_0}, см	I_{y_0}, см⁴	i_{y_0}, см	10	12	14
50	5	4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61
56	5	5,41	4,25	1,57	16	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,1	2,69	2,77	2,85
63	5	,6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,96	3,04	3,12
	6	7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	50	42,9	2,43	11,2	1,24	2,99	3,06	3,14
70	5	6,86	5,38	1,9	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,23	3,3	3,38
	6	8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,25	3,33	3,4
75	5	7,39	5,8	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,42	3,49	3,57
	6	8,78	6,89	2,06	46,6	2,3	83,9	73,9	2,9	19,3	1,48	3,44	3,52	3,6
80	6	9,38	7,36	2,19	57	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8
	7	10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	104	3,09	27	1,58	3,67	3,75	3,82
90	7	12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21
100	7	13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,45	4,52	4,6
	8	15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,47	4,54	4,62
	10	19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,52	4,59	4,67
110	8	17,2	13,5	3	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,87	4,95	5,02

Размеры уголка, мм		Площадь сечения A, мм²	Линейная плотность, кг/м	Расстояние до центра тяжести z_0, см	Ось $x-x$		Ось x_1-x_1	Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Радиусы инерции i_{y_1} для двух уголков при t_1, мм		
b	t				I_x, см⁴	i_x, см	I_{x_1}, см⁴	I_{x_0}, см⁴	i_{x_0}, см	I_{y_0}, см⁴	i_{y_0}, см	10	12	14
125	9	22	17,3	3,4	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,48	5,56	5,63
	10	24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,52	5,58	5,66
140	10	27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,12	6,19	6,26
160	10	31,4	24,7	4,3	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,91	6,97	7,05
	12	37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,95	7,02	7,09
180	11	38,8	30,5	4,85	1216	5,6	2128	1933	7,06	500	3,59	7,74	7,81	7,83
	12	42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,76	7,83	7,9
200	12	47,1	37	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,55	8,62	8,69
	13	50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,58	8,64	8,71
	14	54,6	42,8	5,46	2097	6,2	3722	3333	7,81	861	3,97	8,6	8,66	8,73
	16	62	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,64	8,7	8,77
	20	76,5	60,1	5,7	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,72	8,79	8,86
	25	94,3	74	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,81	8,88	8,95
	30	111,5	87,6	6,07	4020	6,0	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,9	8,97	9,05

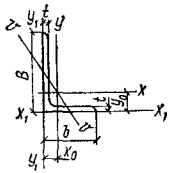


Таблица 4. Уголки неравнополочные (выборка из ГОСТ 8510—72 с изм.)

B — ширина большой полки,
b — ширина малой полки,
d — толщина полки,
J — момент инерции;
i — радиус инерции.

Размеры уголка, мм			Площадь сечения A, см	Линейная плотность кг/м	Расстояние до центра тяжести		Ось $x-x$		Ось $y-y$		Ось $u-u$	Радиусы инерции i_y для двух уголков при t_1, мм			Радиусы инерции i_y для двух уголков при t_1, мм		
B	b	t			y_0, см	x_0, см	J_x, см^4	i_x см	J_y, см^4	i_y, см	i_u, см	10	12	14	10	12	14
75	50	5	6,11	4,79	2,39	1,17	34,8	2,39	12,5	1,43	1,09	2,2	2,28	2,36	3,75	3,83	3,9
90	56	6	8,54	6,7	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	1,22	2,38	2,45	2,53	4,49	4,57	4,65
100	63	6	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,2	30,6	1,79	1,38	2,62	2,7	2,77	4,92	4,99	5,07
		7	11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35	1,78	1,37	2,64	2,72	2,78	,95	5,02	5,1
110	70	8	13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	1,52	2,92	2,99	3,07	5,41	5,49	5,56
125	80	8	16	12,5	4,05	1,84	256	4	83	2,28	1,75	3,27	3,34	3,41	6,06	6,13	6,21
		10	19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100	2,26	1,74	3,31	3,37	3,46	6,11	6,19	6,27
140	90	8	18	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120	2,58	1,98	3,61	3,69	3,76	6,72	6,79	6,86
		10	22,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146	2,56	1,96	3,67	3,74	3,82	6,77	6,84	6,92
160	100	9	22,9	18	5,19	2,23	606	5,15	186	2,85	2,2	3,95	4,02	4,09	7,67	7,75	7,82
		10	25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204	2,84	2,19	3,97	4,04	4,12	7,69	7,77	7,84
		12	30	23,6	5,32	2,36	784	5,11	239	2,82	2,18	4,02	4,09	4,16	7,74	7,82	7,9
180	110	10	28,3	22,2	5,88	2,44	952	5,8	276	3,12	2,42	4,29	4,36	4,43	8,62	8,7	8,77
		12	33,7	26,4	5,97	2,52	1123	5,77	324	3,1	2,4	4,33	4,4	4,47	8,67	8,75	8,22
200	125	11	34,9	27,4	6,5	2,79	1449	6,45	446	3,58	2,75	4,86	4,93	5	9,51	9,59	9,66
		12	37,9	29,7	6,54	2,83	1568	6,43	482	3,57	2,74	4,88	4,95	5,02	9,54	9,62	9,68
		14	43,9	34,4	6,62	2,91	1801	6,41	551	3,54	2,73	4,92	4,99	5,06	9,58	9,65	9,73
		16	49,8	39,1	6,71	2,99	2026	6,38	617	3,52	2,72	4,95	5,03	5,1	9,63	9,7	9,78

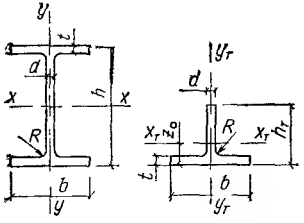
Таблица 5. Сталь толстолистовая и универсальная

Толщина листов (полос), мм	Ширина листов (полос), мм	Длина листов, мм
Прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 19903—74 с изм.)		
6	1250; 1400; 1500; 1600; 1800	2800: 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
10	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
30; 32; 36; 40; 50; 60; 80; 100	1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
Универсальная (по ГОСТ 82—70 с изм.)		
6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 530; 560; 630; 650; 670; 700; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050	5000—18000

Таблица 6. Рельсы крановые (по ГОСТ 4121—76 с изм.)

Эскиз	Тип рельса	Основные размеры, мм			Площадь поперечного сечения A, см²	Расстояние до центра тяжести z_0, см	Моменты инерции, см⁴		Линейная плотность, кг/м
		h	B	b			I_x	I_y	
	КР-50	90	90	50	38,02	4,32	357,54	111,42	29,85
	КР-60	105	105	60	50,99	4,83	654,6	195,88	50,03
	КР-70	120	120	70	67,3	5,93	1081,99	327,16	52,83
	КР-80	130	130	80	81,13	6,43	1547,4	482,39	63,69
	КР-100	150	150	100	113,32	7,6	2864,73	940,98	88,96
	КР-120	170	170	120	150,44	8,43	4923,79	1694,83	118,1
	КР-140	190	190	140	195,63	9,84	7427,23	2483,4	153,49

Таблица 7. Двутавры и тавры с параллельными гранями полок (выборка из ТУ 14-2-24-72)



Для тавров высота сечения $h_т$, площадь сечения $A_т$, момент инерции $I_{y_т}$ относительно оси $y_т$—$y_т$ и линейная плотность $q_т$ равны 0,5 соответствующих характеристик для двутавров

Б — нормальный (балочный) профиль; Ш — широкополочный, К — колонный.

Двутавры										Двутавры и тавры			Тавры			
				Ось $x-x$			Ось $y-y$							Ось $x_т-x_т$		
№ профиля	h, мм	A, см²	q, кг/м	I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, $i_{y_т}$, см	b, см	d, см	t, см	z_0, см	$I_{x_т}$, см⁴	$i_{x_т}$, см	№ профиля
20Б1	198	25,7	20,2	1 730	174	8,19	127	25,2	2,22	100	5,2	7,6	2,23	63,6	2,87	10БТ1
23Б1	227,3	30,1	23,6	2 660	234	9,41	176	32	2,42	110	5,4	7,9	2,59	87,9	3,34	11,5БТ1
26Б1	257,6	35,3	27,7	4 020	312	10,7	246	40,9	2,64	120	5,6	8,5	2,91	123	3,78	13БТ1
30Б1	297,6	41,5	32,6	6 320	424	12,3	390	55,5	3,06	140	5,8	8,5	3,37	195	4,42	15БТ1
35Б1	346,6	48,7	38,2	10 000	577	14,3	547	70,6	3,35	155	6	8,8	3,98	274	5,21	17,5Б1
40Б1	395,8	60,1	47,2	15 810	799	16,8	736	89,2	3,5	165	6,8	9,8	4,73	368	6,02	20БТ1
45Б1	445,4	74,6	58,5	24 690	1110	18,2	1 070	119	3,79	180	7,6	11	5,39	536	6,8	22,5БТ1
50Б1	495,1	91,8	72,1	37 670	1520	20,3	1 630	163	4,22	200	8,44	12,2	5,99	816	7,57	25БТ1
55Б1	545,2	110	86,3	54 480	2000	22,3	2 280	212	4,55	215	9,2	13,7	6,62	1140	8,34	27,5БТ1
60Б1	594,2	131	103	77 430	2610	24,3	3 130	272	4,88	230	10	15,4	7,18	1570	9,06	30БТ1
70Б1	693,6	162	140	146 000	3630	27,9	4 550	350	5,31	260	11,5	15,5	8,98	2280	10,8	35БТ1
80Б1	791,6	197	155	194 370	4910	31,4	5 670	420	5,36	270	13	17,2	10,8	2830	12,5	40БТ1
90Б1	893,2	245	193	309 020	6920	35,5	9 270	598	6,15	310	14,3	18,6	12,1	4640	14,1	45БТ1
100Б1	990	289	227	442 460	8940	39,1	11 510	720	6 31	320	15,5	21	13,7	5760	15,7	50БТ1

Двутавры										Двутавры и тавры			Тавры			
				Ось $x-x$			Ось $y-y$							Ось $x_т-x_т$		
№ профиля	h, мм	A, см²	q, кг/м	I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, $i_{y_т}$ см	b, см	d, см	t, см	z_0, см	$I_{x_т}$, см⁴	$i_{x_т}$, см	№ профиля
20Ш1	191,8	37,1	29,1	2 510	261	8,22	479	63,9	3,59	150	5,8	8,5	1,76	239	2,51	10ШТ1
26Ш1	256,8	54,6	42,8	6 280	501	10,7	993	110	4,27	180	6,8	10,2	2,34	497	3,34	13ШТ1
30Ш1	291	67,7	53,2	10 460	719	12,4	1 500	150	4,7	200	7,5	11,2	2,76	748	3,93	15ШТ1
35Ш1	338,6	94	73,8	19 960	1 180	14,6	3 340	267	5,96	250	8,5	12,8	3,07	1 670	4,5	17,5ШТ1
40Ш1	388,6	124	97	34 850	1 790	16,8	6 400	426	7,19	300	9,5	14,2	3,44	3 200	5,13	20ШТ1
50Ш1	484,2	143	112	60 510	2 500	20,6	6 760	451	6,88	300	10,4	15	4,8	3 380	1	25ШТ1
60Ш1	579,4	179	140	106 520	3 680	24,4	9 300	581	7,21	320	11,6	17	6,03	4 650	8,34	30ШТ1
70Ш1	683	213	167	171 660	5 030	28,4	10 510	657	7,02	320	12,8	19,2	7,63	5 260	10,1	35ШТ1
80Ш1	779,2	258	203	265 170	6 810	32	13 790	811	7,3	340	14,5	21	9,17	6 900	11,8	40ШТ1
90Ш1	882	310	244	402 160	9 120	36	17 940	997	7,6	360	16	23	10,7	8 970	13,5	45ШТ1
100Ш1	978	369	290	590 550	12 080	40	26 740	1340	8,51	400	17	25	11,8	13 370	14,9	50ШТ1
20К1	194,4	51,7	40,6	3 730	383	8,49	1 310	131	5,03	200	6,3	9,8	1,55	654	2,31	10КТ1
23К1	222,8	65,1	51,1	6 260	562	9,8	2 400	200	6,07	240	6,7	10,4	1,7	1 200	2,63	11,5КТ1
26К1	252,4	75,5	59,3	9 330	739	11,1	3 220	248	6,53	260	7	11	1,92	1 610	3,01	13КТ1
30К1	295,6	107	83,7	17 970	1 220	13	6 080	405	7,55	300	8,5	13,5	2,29	3 040	3,53	15КТ1
35К1	343	138	108	31 430	1 830	15,1	10 720	613	8,83	350	9,3	15	2,59	5 360	4,08	17,5КТ1
40К1	392,6	173	136	51 410	2 620	17,3	17 290	864	10	400	10,8	16,2	3,05	8 640	4,79	20КТ1
40К3	400,6	212	166	64 960	3 240	17,5	21 850	1090	10,2	401,8	12,6	20,2	3,18	10 930	4,78	20КТ3
40К6	415,2	289	227	91 990	4 430	17,8	30 740	1510	10,3	406,2	17	27,5	3,77	17 280	4,91	20КТ6
40К9	434,2	392	308	130 890	6 030	18,3	43 240	2100	10,5	412,2	23	37	4,45	24 850	5,12	20КТ9

Таблица 8. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные (по ГОСТ 8732—78, с изм.)

Размер, мм $D_н$	t	Масса, кг/м	Площадь сечения, см²	Радиус инерции, см
57	3,5	4,62	5,89	1,9
	4	5,23	6,66	1,88
	5	6,41	8,17	1,85
	6	7,55	9,52	1,82
70	3,5	5,74	7,31	2,36
	5	8,01	10,22	2,31
	6	9,47	12,06	2,28
	8	12,23	15,59	2,21
89	3,5	7,38	9,4	3,03
	5	10,36	13,2	2,98
	8	15,98	20,36	2,88
	10	19,48	24,83	2,82
	12	22,79	29,02	2,76
102	5	11,96	15,24	3,44
	6	14,21	18,09	3,41
	8	18,55	23,64	3,34
	10	22,69	29,91	3,28
	12	26,63	33,92	3,21
121	5	14,3	18,23	4,11
	6	17,02	21,67	4,07
	8	22,29	28,4	4,01
	10	27,37	34,86	3,95
	12	32,26	41,1	3,89
	14	36,94	47,05	3,82
	16	41,43	52,79	3,76
140	5	16,65	21,2	4,78
	6	19,83	25,26	4,75
	8	26,04	33,18	4,68
	10	32,06	40,84	4,62
	12	37,88	48,24	4,55
	14	43,5	55,42	4,49
	16	48,93	62,35	4,43
168	6	23,97	30,53	5,74
	8	31,57	40,2	5,67
	10	38,97	49,61	5,6
	12	46,17	58,84	5,54
	14	53,17	67,76	5,48
	16	59,98	76,42	5,41
	18	66,59	84,84	5,35
	20	73	93	5,29
219	8	41,63	53	7,47
	10	51,54	65,64	7,4
	12	61,26	78,02	7,34
	14	70,78	90,16	7,27
	18	89,23	113,69	7,14
	20	98,15	125,08	7,09
	22	106,88	136,29	7,02
	25	119,61	152,39	6,92
245	8	46,76	59,54	8,39
	10	57,95	73,91	8,33
	12	68,95	87,84	8,26
	14	79,76	101,61	8,19
	16	90,36	115,15	8,13
	18	100,77	128,43	8,06
	20	110,98	141,32	7,99
	22	120,99	154,09	7,93
	25	135,64	172,9	7,84
273	8	52,28	66,62	9,39
	10	64,86	82,59	9,32
	12	77,24	98,39	9,25
	14	89,42	113,95	9,18
	16	101,41	129,13	9,11
	18	113,2	144,19	9,05
	20	124,79	159,01	8,98
	22	136,18	173,4	8,91
	25	152,9	194,69	8,82
325	14	107,38	136,8	11,02
	16	121,93	155,36	10,95
	18	136,28	173,68	10,9
	20	150,44	191,54	10,82
	22	164,39	209,35	10,75
	25	184,96	235,6	10,65
	28	205,09	261,3	10,56
	30	218,25	278,13	10,5
426	12	122,52	156,1	14,67
	14	142,25	181,28	14,58
	16	161,78	205,99	14,52
	18	181,11	230,78	14,46
	20	200,25	255,08	14,39
	22	219,19	279,12	14,32
	25	247,23	314,84	14,22
	28	274,83	350	14,12
	30	292,98	373,39	14,07

Таблица 9. Трубы стальные электросварные прямошовные (по ГОСТ 10704—76, с изм.)

Размер, мм $D_н$	t	Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см²	Радиус инерции, см	Размер, мм $D_н$	t	Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см²	Радиус инерции, см	Размер, мм $D_н$	t	Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см²	Радиус инерции, см
83	2	4	5,1	2,86	89	2	4,29	5,47	3,08	89	3,5	7,38	9,1	3,03
	2,5	4,96	6,32	2,85		2,5	5,33	6,79	3,06		4	8,38	10,7	3,01
	3	5,92	7,54	2,84		3	6,36	8,1	3,04		4,5	9,38	11,9	2,99

Размер, мм $D_н$	t	Линейная плотность, кг/м	Площадь сечения, см²	Радиус инерции, см
102	2	4,93	6,28	3,54
	2,5	6,13	7,81	3,52
	3	7,32	9,32	3,5
	3,5	8,5	10,8	3,49
	4	9,67	12,3	3,47
	4,5	10,82	13,8	3,46
114	2,5	6,87	8,75	3,94
	3	8,21	10,5	3,93
	3,5	9,54	12,2	3,91
	4	10,85	13,8	3,89
	4,5	12,15	15,5	3,88
	5	13,44	17,1	3,86
127	3	9,17	11,7	4,39
	3,5	10,66	13,6	4,37
	4	12,13	15,5	4,35
140	3,5	11,78	15	4,83
	4	13,42	17,1	4,82
152	3,5	12,82	16,3	5,26
	4	14,6	18,6	5,24
159	3,5	13,42	17,1	5,5
	4	15,29	19,5	5,48
	4,5	17,15	21,8	5,47
	5	18,99	24,2	5,45
	5,5	20,82	26,5	5,44
	6	22,64	28,8	5,42
168	4	16,18	20,6	5,8
	4,5	18,14	23,1	5,79
	5	20,1	25,6	5,77
	5,5	22,04	28,1	5,75
	6	23,97	30,5	5,74
219	4	21,21	27	7,6
	4,5	23,8	30,3	7,59
	5	26,39	33,6	7,57
	5,5	28,96	36,9	7,55
	6	31,52	40,2	7,54
	7	36,6	46,6	7,51
	8	41,63	53	7,47
273	4,5	29,8	38	9,5
	5	33	42,1	9,48
	5,5	36,3	46,2	9,46
	6	39,5	50,3	9,45
	7	45,92	58,5	9,42
	8	52,28	66,6	9,38
325	5	39,5	50,3	11,3
	5,5	43,3	55,2	11,3
	6	47,2	60,1	11,3
	7	54,89	69,9	11,2
	8	62,54	79,6	11,2
377	5	45,9	58,4	13,2
	5,5	50,4	64,2	13,1
	6	54,9	69,9	13,1
	7	63,9	81,5	13,1
	8	72,8	92,7	13,1
	9	81,7	104	13
	10	90,5	115	13
426	5	51,91	66,1	14,9
	5,5	57,03	72,6	14,9
	6	62,14	79,2	14,9
	7	72,33	92,1	14,8
	8	82,46	105	14,8
	9	92,56	118	14,8
	10	102,6	131	14,7
530	6	77,53	98,8	18,5
	7	90,28	115	18,5
	8	104	132	18,5
	9	115,6	147	18,4
	10	128,2	163	18,4
	12	154,3	197	18,3
630	7	107,5	137	22
	8	122,7	156	22
	9	137,8	175	22
	10	152,9	195	21,9
	12	182,9	233	21,8
720	8	140,5	179	25,2
	9	157,8	201	25,2
	10	175,1	223	25,1
	12	209,5	267	25
820	8	160,2	204	28,7
	9	180	229	28,7
	10	199 8	254	28,6
	12	239,1	304	28,6
	14	278,3	354	28,5
1020	8	199,7	254	35,8
	9	224,4	286	35,7
	10	249,1	317	35,7
	12	298,3	380	35,7
	14	347,3	442	35,6
1220	12	357	455	42,7
	14	416	530	42,7
	16	475	605	42,6
1420	12	417	531	49,8
	14	485	618	49,8
	16	554	706	49,7

Таблица 10. Профили холодногнутые сварные квадратного сечения (по ТУ 36-2287-80)

Обозначения: b — наружный размер профиля; t — толщина стенки
Радиус закругления $R \leqslant 2t$

Размер, мм b	t	Площадь сечения, см²	$J_x=J_y$, см⁴	$i_x=i_y$, см
80	3	8,85	85,3	3,1
	4	11,5	100,7	3,05
	5	13,9	124	2,99
	6	16,2	139	2,93
100	3	11,3	175	3,92
	4	14,7	219	3,87
	5	17,9	260	3,81
	6	21,0	296	3,75
	7	23,9	326	3,69
110	3	12,5	234	4,33
	4	16,3	297	4,28
	5	19,9	355	4,22
	6	23,4	405	4,16
	7	26,7	450	4,10
125	3	14,3	348	4,94
	4	18,7	446	4,89
	5	22,9	536	4,83
	6	27	616	4,78
	7	30,9	689	4,72
	8	34,7	753	4,66

Размер, мм		Площадь сечения, см²	$J_x=J_y$, см⁴	$i_x=i_y$, см	Размер, мм		Площадь сечения, см²	$J_x=J_y$, см⁴	$i_x=i_y$, см
b	t				b	t			
140	3	16,1	496	5,56	160	6	35,4	1365	6,21
	4	21,1	638	5,5		7	40,7	1542	6,15
	5	25,9	769	5,45		8	45,9	1705	6,09
	6	30,6	890	5,39	180	4	27,5	1389	7,14
	7	35,1	999	5,33		5	33,9	1702	7,08
	8	39,6	1099	5,27		6	40,2	1986	7,03
160	3	18,5	750	6,37		7	46,3	2252	6,97
	4	24,3	969	6,32		8	52,3	2500	6,91
	5	29,9	1174	6,26					

ПРИЛОЖЕНИЕ 15

Основные буквенные обозначения величин

Обозначения		Наименование величины
в книге	в главе СНиП II-23-81	
$A_{нт}$	A_n	Площадь сечения нетто
$A^б$	A_a	Площадь сечения стержня болта брутто
$A^б_{нт}$	A_{bn}	То же, нетто (расчетная по резьбе)
$A_п$	A_f	Площадь сечения полки
$A_{ст}$	A_w	То же, стенки
$I_{нт}$	I_n	Момент инерции нетто
$I_к$	I_t	Момент инерции при расчете на кручение
$I_р$	I_s	Момент инерции ребра
$I^{св}$	I_w	Момент инерции площади сечения сварного стыкового шва
$I^{св}_{у.ш}$	I_f	Момент инерции расчетного сечения сварного соединения угловыми швами по металлу шва
$I^{св}_{у.с}$	I_z	То же, по металлу границы сплавления
M	M	Момент, изгибающий момент
$M_{ст}$	M_w	Момент, воспринимаемый стенкой
$Q_{усл}$	Q_{fic}	Условная поперечная сила
R	R_y	Расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести
$R_в$	R_u	То же, по временному сопротивлению
$R_{ср}$	R_s	Расчетное сопротивление стали срезу (сдвигу)
$R_{см.т}$	R_p	Расчетное сопротивление стали смятию торцовой поверхности (при наличии пригонки)
$R_{см.м}$	R_{ep}	То же, местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании

Обозначения в книге	Обозначения в главе СНиП II-23-81	Наименование величины
$R_{с.к}$	R_{cd}	Расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)
$R_{р.т}$	R_{th}	Расчетное сопротивление стали растяжению в направлении толщины проката
$R_р^б$	R_{bt}	Расчетное сопротивление болтов растяжению
$R_{ср}^б$	R_{bs}	То же, срезу
$R_{см}^б$	R_{bp}	Расчетное сопротивление смятию элементов в болтовом соединении
$R_р^{в.б}$	R_{bh}	Расчетное сопротивление высокопрочных болтов растяжению
$R_р^{пр}$	R_{dh}	Расчетное сопротивление высокопрочной проволоки растяжению
$R_р^а$	R_{ba}	Расчетное сопротивление анкерных (фундаментных) болтов растяжению
$R_в^н$	R_{bun}	Нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению $\sigma_в$ по ГОСТ и ТУ на болты
$R^{св}$	R_{wy}	Расчетное сопротивление металла стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести
$R_в^{св}$	R_{wu}	То же, по временному сопротивлению
$R_{ср}^{св}$	R_{ws}	Расчетное сопротивление металла сварных стыковых швов срезу (сдвигу)
$R_{у.ш}^{св}$	R_{wf}	Расчетное сопротивление угловых сварных швов срезу (условному) по металлу шва
$R_{у.с}^{св}$	R_{wz}	То же, по металлу границы сплавления
S	S	Статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси
$S_{нт}$	S_n	То же, сечения нетто
W	W	Момент сопротивления сечения брутто
$W_{нт}$	W_n	То же, сечения нетто
$W^{пл}$	—	Пластический момент сопротивления сечения брутто
$W_{нт}^{пл}$	—	То же, сечения нетто
$b_о$	b_{ef}	Расчетная ширина
$b_п$	b_f	Ширина полки (пояса)
$b_р$	b_h	Ширина ребра
$h_о$	h_{ef}	Расчетная высота
$h_{ст}$	h_w	Высота стенки
$k_ш$	k_f	Катет углового шва
$l_о$	l_{ef}	Расчетная длина
$l_ш$	l_w	Расчетная длина сварного шва
m	m	Относительный эксцентриситет
m_1	m_{ef}	Приведенный относительный эксцентриситет
$t_п$	t_f	Толщина полки
$t_{ст}$	t_w	Толщина стенки
$\beta_ш$	β_f	Коэффициент сварного соединения угловыми швами при расчете по металлу шва
$\beta_с$	β_z	То же, по металлу границы сплавления
$\gamma_{у.ш}^{св}$	γ_{wf}	Коэффициент условий работы сварного соединения угловыми швами при расчете по металлу шва
$\gamma_{у.с}^{св}$	γ_{wz}	То же, по металлу границы сплавления
γ	γ_c	Коэффициент условий работы
$\gamma^б$	γ_b	То же, болтового соединения
$\gamma_н$	γ_n	Коэффициент надежности по назначению
$\gamma_м$	γ_m	Коэффициент надежности по материалу
$\gamma_в$	γ_u	То же, при расчетах по временному сопротивлению
$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}$	Условная гибкость
$\lambda_{пр}$	λ_{ef}	Приведенная гибкость стержня составного сечения
$\bar{\lambda}_{пр}$	$\bar{\lambda}_{ef}$	Условная приведенная гибкость стержня составного сечения

Обозначения		Наименование величины
в книге	в главе СНиП II-23-81	
$\lambda_{ст}$	λ_w	Гибкость стенки
$\bar{\lambda}_{ст}$	$\bar{\lambda}_w$	Условная гибкость стенки
$\tau_{кр}$	τ_{cr}	Критическое касательное напряжение
$\varphi_б$	φ_b	Коэффициент снижения расчетного сопротивления при изгибно-крутильной форме потери устойчивости
$\varphi_{вн}$	φ_e	Коэффициент снижения расчетного сопротивления при расчете на внецентренное сжатие
$\sigma_м$	σ_{loc}	Местное нормальное напряжение
$\sigma_в$	R_{un}	Временное сопротивление стали разрыву
$\sigma_ш$	σ_w	Нормальное напряжение в стыковом шве
$\sigma_{пр}$	—	Приведенное напряжение
$\sigma_{кр}$	σ_{cr}	Критическое нормальное напряжение
$\sigma_{м.кр}$	$\sigma_{loc\ cr}$	Местное критическое нормальное напряжение

Примечание. В необходимых случаях обозначения величин M, Q, I, $I_{нт}$, $W_{нт}$, $W^{пл}$, S, l, i, λ, σ, φ и др. дополняются индексами, указывающими оси, относительно которых определены эти величины: например, M_x, Q_y, $I_{x\ нт}$, $W_x^{пл}$, l_x, i_x, λ_y, σ_x, φ_y, $I_{x\ у.с}^{св}$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Беленя Е. И.** Предварительно-напряженные несущие металлические конструкции. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1975. — 415 с.
2. **Васильев А. А.** Металлические конструкции. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1976. — 424 с.
3. **Дыховичный Ю. А.** Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М.: Стройиздат, 1982. — 277 с.
4. **Металлические** конструкции: Спец. курс. — 2-е изд./Под ред. Е. И. Беленя. — М.: Стройиздат, 1976. — 600 с.
5. **Металлические** конструкции: Справочник проектировщика. — 2-е изд./Под ред. Н. П. Мельникова. — М.: Стройиздат, 1980. — 776 с.
6. **Мельников Н. П.** Металлические конструкции: Современное состояние и перспективы развития. — М.: Стройиздат, 1983. — 541 с.
7. **Муханов К. К.** Металлические конструкции — 3-е изд. — М.: Стройиздат, 1978. — 576 с.
8. **СНиП II-24-74.** Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования — М.: Стройиздат, 1975. — 47 с.
9. **СНиП II-6-74.** Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1975. — 60 с.
10. **СНиП II-23-81.** Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1982. — 93 с.
11. **Справочник** проектировщика. Расчетно-теоретический, т. 1/Под ред. А. А. Уманского. — М.: Стройиздат, 1972. — 599 с.
12. **Стрелецкий Н. С.** Избранные труды/Под ред. Е. И. Беленя. — М.: Стройиздат, 1975. — 423 с.
13. **Стрелецкий Н. С., Стрелецкий Д. Н.** Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. — М.: Стройиздат, 1964. — 239 с.
14. **Файбишенко В. К.** Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1984. — 336 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава 1. **Введение** . . . 4

§ 1. Краткая история развития металлических конструкций в СССР 4

§ 2. Номенклатура и область применения металлических конструкций 16

§ 3. Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования 21

§ 4. Организация проектирования 24

Раздел первый. Элементы металлических конструкций

Глава 2. **Основные свойства и работа материалов, применяемых в строительных металлических конструкциях** 25

§ 1. Стали и алюминиевые сплавы 25

1. Стали 25

2. Алюминиевые сплавы . . 34

§ 2. Работа стали под нагрузкой 35

Глава 3. **Основы расчета металлических конструкций** . . . 50

§ 1. Основные положения расчета металлических конструкций 50

1. Метод расчета по предельным состояниям 50

2. Нагрузки и воздействия . 52

3. Нормативные и расчетные сопротивления 55

4. Коэффициенты надежности по назначению 57

§ 2. Предельные состояния металлических конструкций и определение усилий в их элементах 58

§ 3. Работа под нагрузкой и расчет элементов конструкций . 60

1. Виды напряжений и их учет при расчете элементов металлических конструкций . 60

2. Условие пластичности. Учет развития пластических деформаций при расчете конструкций 62

3. Предельные состояния и расчет растянутых элементов 63

4. Предельные состояния и расчет изгибаемых элементов 64

5. Предельные состояния и расчет стержней, сжатых осевой силой 70

6. Предельные состояния и расчет внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов 72

7. Кручение, расчет на кручение элементов конструкций . 78

8. Проверка местной устойчивости элементов 80

9. Предельные состояния и расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка усталости) . . 84

10. Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения 84

Глава 4. **Сортамент**

§ 1. Характеристика основных профилей сортамента . . . 85

§ 2. Сталь листовая . . . 86

§ 3. Уголковые профили . . 86

§ 4. Швеллеры 87

§ 5. Двутавры 87

§ 6. Тонкостенные профили . 88

§ 7. Трубы 88

§ 8. Холодногнутые профили . 88

§ 9. Различные профили и материалы, применяемые в строительстве 89

§ 10. Профили из алюминиевых сплавов 89

Глава 5. **Сварные соединения**

§ 1. Виды сварки и их характеристика 90

§ 2. Виды сварных соединений, классификация швов и их характеристика 92

1. Виды сварных соединений 92

2. Сварные швы 93

§ 3. Термическое влияние сварки на соединения 94

1. Структурные и химические изменения металла в зоне соединения 95

2. Температурные напряжения и деформации при сварке . 98

§ 4. Работа и расчет сварных соединений 100

1. Работа и расчет соединений стыковых швов . . . 101

2. Работа и расчет соединений, выполненных угловыми швами 102

3. Работа и расчет комбинированных соединений . . . 106

4. Особенности работы и расчета сварных соединений при действии динамических и вибрационных нагрузок . . . 107

§ 5. Конструктивные требования к сварным соединениям . 108

§ 6. Особенности сварки конструкций из алюминиевых сплавов 110

§ 7. Примеры расчета сварных соединений 110

Глава 6. **Болтовые и заклепочные соединения**

§ 1. Виды и общая характеристика соединений 112

1. Болтовые соединения . . 112

2. Заклепочные соединения . 115

§ 2. Работа и расчет болтовых соединений 115

1. Работа и расчет на сдвиг при действии статической нагрузки 115

2. Работа и расчет соединений на растяжение . . . 119

3. Работа и расчет соединений на сдвиг при повторных нагрузках 120

§ 3. Конструирование болтовых и заклепочных соединений . . 121

1. Типы болтовых и заклепочных соединений 121
2. Размещение болтов . . 124
§ 4 Особенности соединений конструкций из алюминиевых сплавов 124
§ 5. Примеры расчета болтовых соединений 125

Глава 7. **Балки и балочные конструкции**

§ 1. Общая характеристика балочных конструкций . . . 126
1. Типы балок 127
2. Компоновка балочных конструкций 128
3. Настилы балочных клеток 130
§ 2. Прокатные балки . . . 133
1. Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок 133
2. Проверка жесткости балок 135
3. Учет пластической работы материала в неразрезных и заделанных балках . . . 137
§ 3. Компоновка и подбор сечений составных балок . . 138
1. Высота балок 138
2. Толщина стенки . . . 141
3. Поясные уголки балок с поясными соединениями на заклепках и высокопрочных болтах 142
4. Горизонтальные листы поясов 142
5. Подбор сечения балок . 143
6. Изменение сечения балки по длине 145
§ 4. Проверка прочности, прогибов и устойчивости составных балок 148
1. Проверка прочности и прогиба балки 148
2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки . 149
3. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок 150
§ 5. Проектирование конструкций составных балок . . . 160
1. Соединение поясов балки со стенкой 160
2. Стыки балок 162
3. Опирания и сопряжения балок 167
§ 6. Пути совершенствования балочных конструкций . . . 171
1. Бистальные балки . . 172
2. Особенности проектирования балок из алюминиевых сплавов 173
3. Предварительно напряженные балки 173
4. Балки с гибкой стенкой . 177
5. Балки с перфорированной стенкой 179

Глава 8. **Колонны и стержни, работающие на центральное сжатие**

§ 1. Общая характеристика . 179
§ 2. Сплошные колонны . . 181
§ 3 Сквозные колонны . . 182
1. Типы сквозных колонн . 182
2. Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны 184
§ 4. Выбор расчетной схемы и типа колонны 188
1. Выбор расчетной схемы . 188
2. Выбор типа сечения колонны 189
§ 5. Подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны 189
1. Сплошные колонны . . 189
2. Сквозные колонны . . 194
§ 6. Базы колонн 198
1. Типы и конструктивные особенности баз 198
2. Расчет и конструктивное оформление баз с траверсой и консольными ребрами . . 200
3. Расчет и конструктивное оформление базы при фрезерованном торце стержня колонны 203
§ 7. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами . . 204
1. Типы сопряжений . . 204
2. Конструирование и расчет оголовков колонн . . . 204

Глава 9. **Фермы**

§ 1. Системы ферм и область их применения в строительных конструкциях 206
§ 2. Компоновка конструкций ферм 207
1. Очертание ферм . . . 207
2. Генеральные размеры ферм 209
3. Системы решеток ферм и их характеристика . . . 211
4. Панели ферм 213
5. Устойчивость ферм Связи 214
6. Унификация и модулирование геометрических размеров ферм 215
7. Строительный подъем . . 216
§ 3. Расчет и действительная работа ферм 217
1. Определение расчетной нагрузки 217
2. Определение усилий в стержнях ферм 218
3. Особенности работы ферм под нагрузкой . . . 219
§ 4. Расчетная длина сжатых стержней и предельная гибкость 221
1. Определение расчетной длины сжатых стержней . . 221
2. Предельные гибкости стержней 222
§ 5. Типы сечений стержней ферм 223
1. Стержни легких ферм . . 223
2. Стержни тяжелых ферм . 225
§ 6. Подбор сечений стержней легких ферм 227
1. Общие положения . . 227
2. Подбор сечений сжатых стержней 227
3 Подбор сечений растянутых стержней 228
4. Подбор сечений стержней при действии продольной силы и момента (внецентренное сжатие) 228

5. Подбор сечений стержней по предельной гибкости . . 229
§ 7. Подбор сечений стержней тяжелых ферм 229
§ 8 Конструкции легких ферм 231
1. Общие требования к конструированию 231
2. Фермы из одиночных уголков 232
3. Фермы из парных уголков 232
4. Фермы с поясами из широкополочных тавров . . . 237
5. Фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных гнутосварных профилей . . 238
6. Трубчатые фермы . . . 238
7. Фермы из гнутых профилей 242
§ 9. Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД) . 245
§ 10. Узлы тяжелых ферм . . 245
1. Общие требования к конструированию узлов . . . 245
2. Узлы на болтах или заклепках 246
3. Узлы ферм при монтажной сварке 246
4. Узлы тяжелых трубчатых ферм 247
§ 11. Предварительно напряженные фермы 250
1. Конструктивные решения и основы работы ферм . . . 250
2. Основы расчета . . . 252

Раздел второй. Конструкции одноэтажных производственных зданий

Глава 10. **Основные вопросы проектирования конструкций каркаса производственных зданий**

§ 1. Общая характеристика каркасов производственных зданий и основные требования, предъявляемые к их конструкциям . 255
1. Эксплуатационные требования, требования надежности и долговечности . . 256
2. Экономические факторы . 258
§ 2. Состав каркаса и его конструктивные схемы . 259
§ 3. Оптимизация конструктивных решений каркасов промышленных зданий 262
§ 4. Область применения стальных и смешанных каркасов промышленных зданий . . . 264

Глава 11. **Компоновка конструктивной схемы каркаса**

§ 1. Размещение колонн в плане 265
§ 2. Компоновка поперечных рам 267
1. Компоновка однопролетных рам 267
2. Компоновка многопролетных рам 269
3. Пример компоновки поперечной рамы 271
§ 3. Связи 272
1. Связи между колоннами . 272
2. Связи по покрытию . . 274
§ 4. Особенности компоновки конструкций покрытия при конвейерном методе монтажа . . 279
§ 5. Фахверк и конструкции заполнения проемов 280

Глава 12. **Особенности расчета поперечных рам**

§ 1. Действительная работа каркаса под нагрузкой и приближенный расчет поперечных рам 282
§ 2. Нагрузки, действующие на раму 285
1 Постоянные нагрузки . . 285
2 Временные нагрузки . . 287
3. Прочие нагрузки . . . 291
§ 3. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам 291
1. Пространственная работа каркаса при отсутствии жесткой кровли 292
2. Пространственная работа каркаса при жесткой кровле 293
3 Пространственная работа каркаса многопролетных рам 294
§ 4. Практические приемы определения расчетных усилий в элементах рамы 294
1. Последовательность статического расчета рамы и реализация ее при различных нагрузках 294
2. Проверка жесткости поперечных рам 299
3. Определение расчетных усилий в элементах рамы . . 299
4. Пример расчета поперечной рамы производственного здания 300

Глава 13 **Конструкции покрытия**

§ 1. Конструкции кровли . . 309
1. Покрытия по прогонам . 310
2. Беспрогонные покрытия . 312
§ 2. Прогоны 313
1. Прогоны сплошного сечения 313
2. Решетчатые прогоны . . 315
§ 3. Стропильные и подстропильные фермы 316
1. Схемы ферм 316
2. Особенности расчета . . 319
3 Опорные узлы . . . 323
§ 4. Пример расчета стропильной фермы 327
§ 5. Фонари 334

Глава 14. **Колонны**

§ 1. Типы колонн 337
§ 2. Расчет и конструирование стержня колонны 339
1. Расчетные длины . . . 339
2. Сплошные колонны . . 342
3. Решетчатые колонны . . 348
4. Раздельные колонны . . 351
§ 3. Узлы колонн 351
1. Оголовки колонн . . . 351
2. Узлы опирания подкрановых балок и стыки колонн . 351
3. Базы колонн 356
§ 4. Пример расчета ступенчатой колонны производственного здания 361

Глава 15. **Подкрановые конструкции**

§ 1. Общие сведения . . . 369
1. Характеристика подкрановых конструкций . . . 369
2. Нагрузки 371
3. Особенности действительной работы подкрановых конструкций 373
§ 2. Сплошные подкрановые балки 373
1. Конструктивные решения . 373
2. Расчет подкрановых балок 376
3. Подбор сечений подкрановых балок 381
§ 3. Решетчатые подкрановые балки (фермы) 382
§ 4. Подкраново-подстропильные фермы 384
§ 5. Узлы и детали подкрановых конструкций 386
1. Опорные узлы подкрановых балок 386
2. Крановые рельсы и их крепление к подкрановым балкам 388
3. Упоры для кранов . . 391
§ 6. Пример расчета подкрановой балки 391

Глава 16 **Усиление металлических конструкций при реконструкции промышленных зданий**

§ 1. Обследование существующих конструкций каркаса . . 394
§ 2. Способы увеличения несущей способности конструкций каркаса и усиления их элементов 396
§ 3. Особенности расчета металлических конструкций каркаса при усилении 399

Раздел третий. Конструкции большепролетных и многоэтажных каркасных зданий

Глава 17. **Большепролетные покрытия с плоскими несущими конструкциями**

§ 1. Область применения и основные особенности большепролетных покрытий 401
§ 2. Балочные конструкции . 404
§ 3 Рамные конструкции . . 406
1. Системы и типы рам . . 406
2. Особенности расчета и конструирования 408
§ 4. Арочные конструкции . . 409
1. Системы и типы арок . . 409
2. Конструктивные особенности арок 411
3. Особенности расчета арок 414
§ 5. Компоновка конструктивных схем каркасов большепролетных покрытий 417

Глава 18. **Пространственные конструкции покрытий зданий**

§ 1. Общая характеристика пространственных конструкций 421
§ 2. Пространственные сетчатые системы плоских покрытий . 421
1. Компоновочные решения . 421
2. Конструктивные решения . 424
3. Особенности расчета . . 425
§ 3. Оболочки 426
1. Односетчатые оболочки . 426
2. Двухсетчатые оболочки . 428
§ 4 Купольные покрытия . . 431
1 Ребристые купола . . 431
2. Ребристо-кольцевые купола 436
3. Сетчатые купола . . . 436

Глава 19. **Висячие покрытия**

§ 1. Общие сведения . . . 439
§ 2. Однопоясные системы с гибкими вантами 440
§ 3. Однопоясные системы с жесткими вантами . . . 442
§ 4 Двухпоясные системы . . 442
§ 5. Седловидные напряженные сетки 444
§ 6. Металлические оболочки-мембраны 445

Глава 20 **Стальные каркасы многоэтажных зданий**

§ 1. Основные особенности . . 448
§ 2. Компоновка каркаса . . 448
1. Общие вопросы . . . 448
2. Размещение колонн в плане и по высоте здания . . 451
3. Компоновка связей . . 452
4. Конструктивные схемы связей 453
§ 3. Конструкции элементов каркаса 454
1. Колонны 454
2. Балки 456
3. Сопряжение балок с колоннами 458
4. Конструкции решетчатых связей 459
§ 4. Особенности расчета стального каркаса многоэтажных зданий 459
1. Общие сведения . . . 459
2. Расчет на вертикальную нагрузку 460
3. Расчет на горизонтальную нагрузку 460

Раздел четвертый. Листовые конструкции

Глава 21. **Основы листовых конструкций**

§ 1. Общие сведения . . . 463
§ 2. Особенности листовых конструкций 463
§ 3. Основные положения расчета 464

Глава 22. **Резервуары**

§ 1. Общие сведения, классификация и назначение резервуаров 468
§ 2. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления 469
1. Конструктивные особенности днищ 470
2. Конструирование стенок . 470
3. Расчет стенки на прочность 471
4. Расчет стенки на устойчивость 472
5. Расчет сопряжения стенки с днищем 473

6. Конструирование и основные положения расчета крыши 475
7. Конструкция резервуаров с понтоном 479
8. Конструкция резервуаров с плавающей крышей . . . 479
§ 3. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления 480
§ 4. Горизонтальные цилиндрические резервуары 482
1. Особенности конструктивных форм 482
2. Расчет стенки корпуса на прочность 482
3. Расчет стенок корпуса и днищ на устойчивость . . 484
4. Расчет корпусов надземных резервуаров на изгиб . . 485
§ 5. Сферические резервуары . 486
1. Особенности конструктивных форм 486
2. Расчет стенки резервуара на прочность 487
3. Расчет стенки резервуара на устойчивость 487
4. Расчет опорных стоек и диагональных связей . . 487
§ 6. Развитие конструктивных форм резервуаров 488

Глава 23. **Газгольдеры**

§ 1. Общие положения, классификация и назначение газгольдеров 489
§ 2. Газгольдеры переменного объема 489
1. Мокрые газгольдеры . . 489
2. Сухие газгольдеры . . 492
§ 3. Газгольдеры постоянного объема 493
1. Цилиндрические газгольдеры 493
2. Сферические газгольдеры . 494

Глава 24. **Бункера и силосы**

§ 1. Общие сведения . . . 495
§ 2. Бункера с плоскими стенками 495
1. Конструктивные особенности 495
2. Основные положения расчета 496
§ 3. Гибкие бункера . . . 498
1. Конструктивные особенности 498
2. Основные положения расчета 499

Раздел пятый. Высотные сооружения

Глава 25. **Особенности высотных сооружений и действующих на них нагрузок**

§ 1. Общая характеристика высотных сооружений . . . 501
§ 2. Нагрузки и воздействия . 504

Глава 26. **Опоры антенных сооружений связи**

§ 1. Башни 506
1. Общая характеристика . 506
2 Основы конструирования и расчета башен 508
§ 2. Мачты 511
1. Общая характеристика . 511
2. Основы расчета мачт . . 513
3 Основы конструирования и расчета элементов мачт . . 515

Глава 27. **Опоры воздушных линий электропередачи**

§ 1. Общая характеристика . 517
§ 2. Основы конструирования и расчета 520

Раздел шестой. Экономика металлических конструкций

Глава 28. **Основы экономики металлических конструкций**

§ 1. Структура стоимости металлических конструкций . . 522
§ 2. Общая характеристика экономики изготовления и монтажа стальных конструкций . 522
§ 3. Определение стоимости стальных конструкций при проектировании 527
§ 4. Основные направления снижения стоимости стальных конструкций 529
Приложения 530
Список литературы 555